

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

15. Jahrgang 1918.

№ 12.

Dünne Betondächer auf Eisenkonstruktion.

Von Privatdozent Dr.-Ing. A. Kleinogel in Darmstadt, z. Zt. im Felde. (Schluß.)

Is ist viertens einleuchtend, daß bei der beschriebenen örtlichen Sachlage auch der Einfluß der Wärmeschwankungen gegenüber der Zeit der Herstellung ein außerordentlich durchgreifender sein mußte. Es liegt hier sogar einer der wenigen Fälle vor, in denen von irgend einer verminderten oder schützenden Gegenwirkung nicht gesprochen werden kann. Prof. Dr. Gehler hat vollständig recht, wenn er in seinen „Erläuterungen“ (1. Aufl. S. 31) „bei Bauteilen, die nicht durch eine Versteinung oder Ueberschüttung gegen den Wärme-Einfluß geschützt sind, wie z. B. bei ... Dachbauten und Stirnwänden, sowie besonders dann, wenn deren Körperstärke weniger als 30–40 cm beträgt“ — zur Vorsicht mahnt. Man kann sogar vermuten, daß im vorliegenden Fall die Aenderung der Körperwärme des Betons mit nahezu derselben Größe einzusetzen ist wie die Aenderung der Wärme der Außenluft, insbesondere da die pralle Sonne ohne nennenswerte Abminderung auf die Dachhaut wirken konnte.¹⁾ Die ausgesprochene Lage der einen Dachseite nach Südwesten hätte schon ohnedies dazu hinleiten sollen, die an sich längst bekannten Maßnahmen zur Verminderung der Folgen der Formänderungen auch hier in Anwendung zu bringen.

Ganz besonders lehrreich sind in dieser Hinsicht auch die beim Bau des Talüberganges bei Langwies an der Bahn Chur—Arosa durchgeführten, sehr eingehenden Versuche von Schürch.²⁾ Das Versuchsmaterial ist eines der be-

¹⁾ Es dürfte also (s. Gehler, Erläuterungen, 1. Aufl. S. 30) zeitweise $t > 0,8 t$ gewesen sein. Siehe hierzu auch die Versuche von Gehler mit dem großen Träger für die Querbahnsteighalle des Hauptbahnhofes in Leipzig, Deutsche Bauztg., Mitteilungen 1912, No. 9, 10, 11 oder in Gehler: Der Rahmen, 1. Aufl., S. 104 ff.

²⁾ Dr.-Ing. Schürch, Versuche beim Bau des Langwieser Talüberganges und deren Ergebnisse. 1916. Verlag Jul. Springer, Berlin. (Vergl. auch „Mitteilungen“ Jahrg. 1916, S. 155. Die Red.)

deutendsten der Fachliteratur. Auf Grund zahlreicher Beobachtungsergebnisse zeigte es sich, daß schon bei Brückengewölben, die bekanntlich meistens durch Oberdeckung geschützt sind, ein Wärmespielraum von 18 bis 30°, je nach



Silobauten der A.-G. Wayss & Freytag. Abb. 5. Rohschwefelmagazin in Marseille.

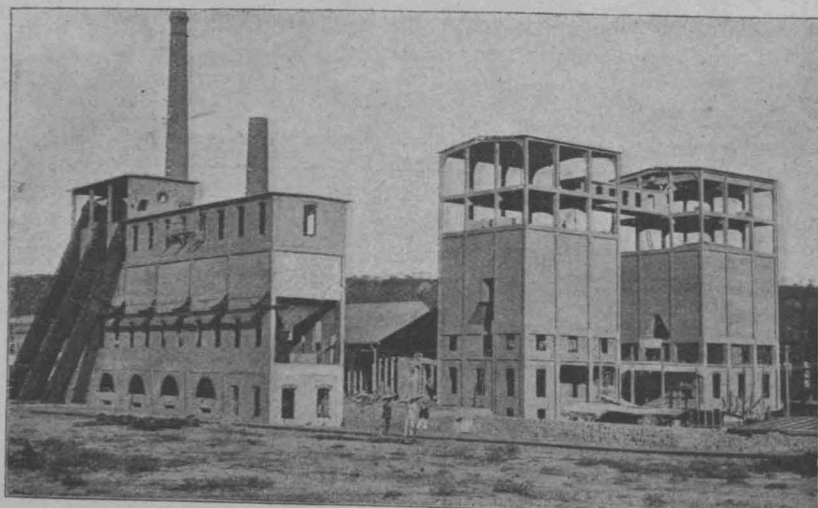


Abbildung 1. Kohlsilo in Bagnoli.

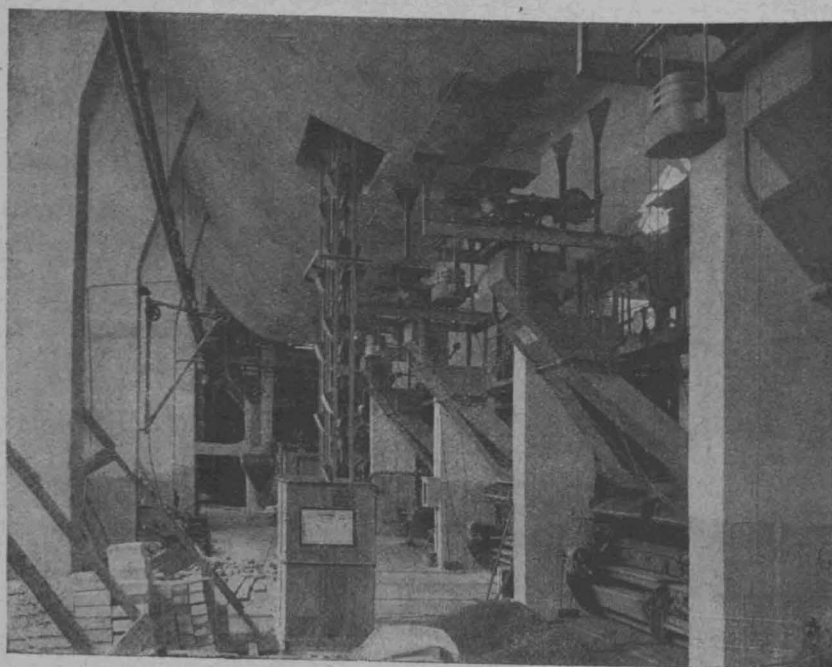


Abbildung 4. Silo für Kesselkohle in Nordhorn. (Vergl. den Schnitt Abb. 3).

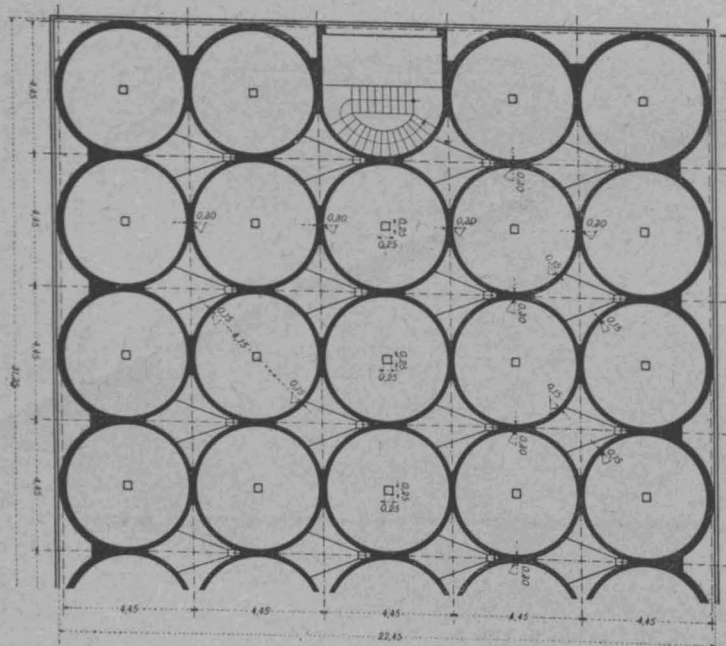


Abbildung 7. Grundriß eines Getreidesilos in Castellamare.
Silobauten der A.-G. Wayss & Freytag.

schutzes der Berechnung zugrunde gelegt werden muß — daß dieser Spielraum aber für Stirnwände, ferner für sehr dünne und exponierte Konstruktionen bis auf 40° steigen kann. Dabei wies aber keiner der von Schürch den Messungen unterworfenen Konstruktionsteile einen solchen Grad von Schutzlosigkeit auf, wie das in Rede stehende Betondach. Gehler kommt deshalb zu dem Vorschlag (s. Erläuterungen, 1. Aufl. S. 31), bei großen täglichen und jährlichen Wärmeschwankungen, die Größe der rechnerischen Temperaturänderung bei besonders ausgesetzten Dachbauten auf $\pm 25^\circ \text{C.}$ zu erhöhen. Da hier die Möglichkeit des nahezu unbehinderten Einflusses der Sonnenbestrahlung und andererseits auch desjenigen wehenden Windes und Frostes vorhanden war, so ist für den vorliegenden Fall eine solche Temperaturschwankung durchaus wahrscheinlich.

Wenn man also mit $t = \pm 25^\circ \text{C.}$ rechnet, so ergibt sich für den Beton eine Längenänderung infolge Wärmeänderung von

$$\Delta l_t = \pm a \cdot t \cdot l = \pm 0,00001 \cdot 25 \cdot 1000$$

$$= \pm 0,25 \text{ mm auf } 1000 \text{ mm.}$$

Wie bereits weiter oben bemerkt, kann der Bimsbeton des Daches wohl nicht mehr als 0,1 bis 0,15 mm Dehnung aushalten. Und selbst wenn man auch hier das Vorhandensein der Eiseneinlagen, namentlich des Pfettenprofils insofern etwas als hemmend in Betracht zieht, als die tiefer als die Betonaußenfläche liegenden Pfetten in der Wärmeaufnahme vielleicht nach eilten, so geht aus den angestellten Erwägungen, aus der Sachlage und aus den mitgeteilten Zahlen mit Sicherheit hervor, daß der Beton wiederum allein schon infolge des Einflusses der Aenderung der Luftwärme zum Reißen kommen mußte.

Berücksichtigt man nun noch den bereits in Ziffer 3 dargelegten Einfluß des Schwindens, so erhält hieraus ohne Mühe, daß es schlechterdings unmöglich war, daß die Dachhaut heil und ganz bleiben konnte. Dabei sind bei allen rechnerischen Erörterungen Annahmen gemacht worden, die eher noch unterhalb der Wirklichkeit bleiben.

Solange jedoch nur der Beton reißt, der Dachbelag dagegen zusammenhängend bleibt, können solche Risse, so wenig schön sie aussehen, wenigstens keine unmittelbaren Folgen haben. Allein schon die Betrachtungen in Ziff. 3 haben ergeben, daß beim Schwinden des Betons das Ruberoid an den Reißstellen des Betons örtlich bereits erheblich in Mitleidenschaft gezogen worden war, die hinzukommenden örtlichen Formänderungen infolge des Wärmewechsels aber mußten, eben in den Schwindrissen, auch den Belag vollends zum Reißen bringen. Man kann selbstverständlich in Wirklichkeit die Vorgänge des Schwindens und des Wärmewechsels zeitlich nicht getrennt herausgreifen; oft werden beide Einflüsse zugleich und in gleicher Richtung wirksam gewesen sein, manchmal werden sie, namentlich bei zunehmender Luftwärme, einander entgegen gewirkt haben. Aus diesem Grunde müssen nicht überall, wo Betonrisse sind, auch solche im Ruberoid sein, da zudem die örtlichen Vorgänge in den Reiß-Querschnitten sich einer zuverlässigen Beurteilung entziehen. Dabei darf nicht vergessen werden, daß beim Schwindvorgang diesem nur der Beton, nicht aber auch das Eisen unterliegt, daß dagegen eine Aenderung in der Luftwärme auf beide Materialien nahezu in gleichem Ausmaß einen Einfluß ausübt. Befindet sich daher eine bewehrte Betonplatte beispielsweise unter der Wirkung des

Schwindens in einer gewissen vom Eisen herrührenden Zugspannung, so wird dieser Spannungszustand unter der Wirkung einer in diesem Augenblick einsetzende Wärmeerniedrigung kaum wesentlich geändert, dagegen kann er unter der Wirkung einer Wärmerhöhung teilweise wieder ausgeglichen werden. Aber gerade das Ausdehnungsbestreben bei einer Wärmezunahme wird vor allem und in erster Linie in den schon vorhandenen Rissen zum Ausdruck kommen und dort die örtlichen Beanspruchungen des Dachbelages weiterhin erhöhen, bezw. diesen, wenn nicht schon geschehen, zum Reißen bringen. In diesem Sinne gewinnen der Vorgang des Schwindens und die dabei etwa entstehenden ersten Risse eine erhöhte Bedeutung für die Wirkung des Einflusses des Wärmewechsels.

5. Für die Beurteilung der ganzen Sachlage ist es nun sehr wichtig, aus den angegebenen Zahlenwerten zu entnehmen, daß die aus dem Schwinden und aus dem Wärmewechsel zu erwartenden Längenänderungen bezw. Zugspannungen so groß waren, daß auch die Anordnung von Bewegungsfugen über jedem Hauptbinder das Entstehen von Rissen im Beton an sich nicht hätte verhindern können. Wenn aber Bewegungsfugen vorhanden gewesen wären, so hätten in den durch die Bewegungsfugen geschaffenen Zwischenräumen gewisse Teile der Formänderungen ohne Schaden für den Bestand des Betons vor sich gehen können, da erfahrungsgemäß bei derartigen Vorgängen immer zunächst absichtliche oder unabsichtliche Trennungsfugen herangezogen werden. Sodann aber ist für allen weiteren Formänderungsbedarf die Güte der Ausführung allein maßgebend⁴⁾. Bekanntlich hat eine reichliche, sorgfältig eingelegte und in Beton möglichst gleichmäßig verteilte Eisenmenge den großen Vorteil, daß dadurch unter sonst gleichen Verhältnissen der Beton größere Dehnungen aushalten kann⁵⁾. Die Formänderungen werden immer wieder auf größere Strecken gleichmäßig verteilt und die ersten Risse werden hinausgezögert. Es entstehen dann zwar, wenn einmal die größtmögliche Dehnung des Betons erreicht ist, mehr Risse im Beton, als bei mangelhafter oder ungenügender Bewehrung, aber die Risse bleiben längere Zeit ungleich feiner und sind erheblich weniger ausgedehnt. Gerade dieser letztere Umstand aber gewinnt hiermit Rücksicht auf die Mitbeanspruchung der Wasserdichtheit des Dachbelags eine ausschlaggebende Bedeutung.

Nun ist aber die Ausführung des Daches leider eine sehr mangelhafte. Der Bimsbeton weist zwar eine für die auftretenden Beanspruchungen ausreichende mittlere Güte auf, aber die diagonal und gekreuzt verlegten Eiseneinlagen haben durchaus unregelmäßige Abstände. Statt einer, laut Zeichnung, mit 23 cm gewollten gegenseitigen Ent-

fernung wechselt diese zwischen 10 und 50 cm. Die Diagonalrichtung war bald mehr bald weniger eingehalten

Abb. 3.
Silo für
Kesselkohle
in Nordhorn.

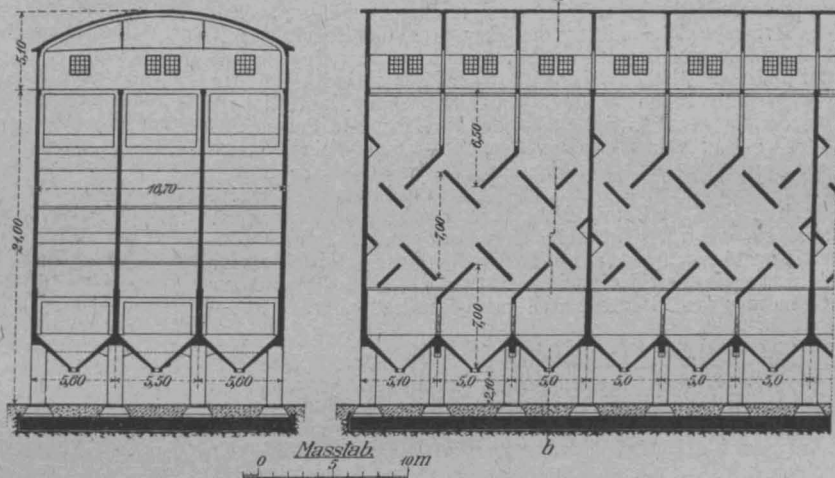
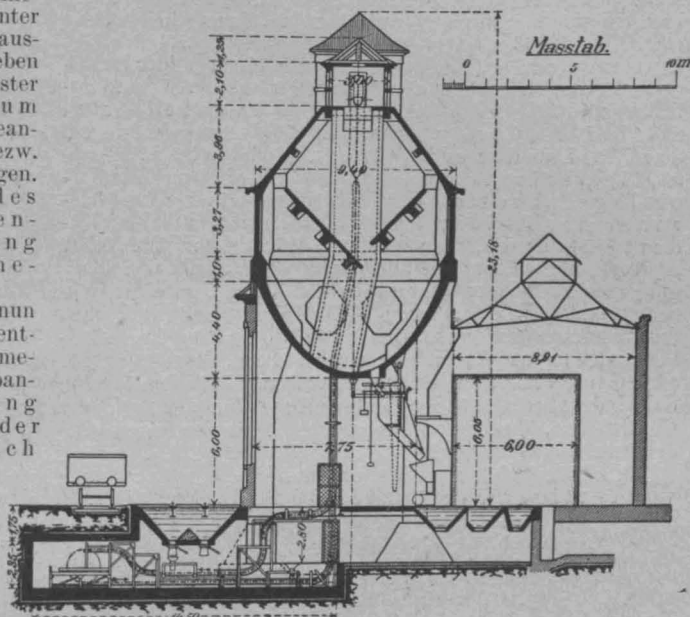


Abb. 2. Patentsilo mit schrägen Zwischenböden für Kohle. (Quer- und Längsschnitt).

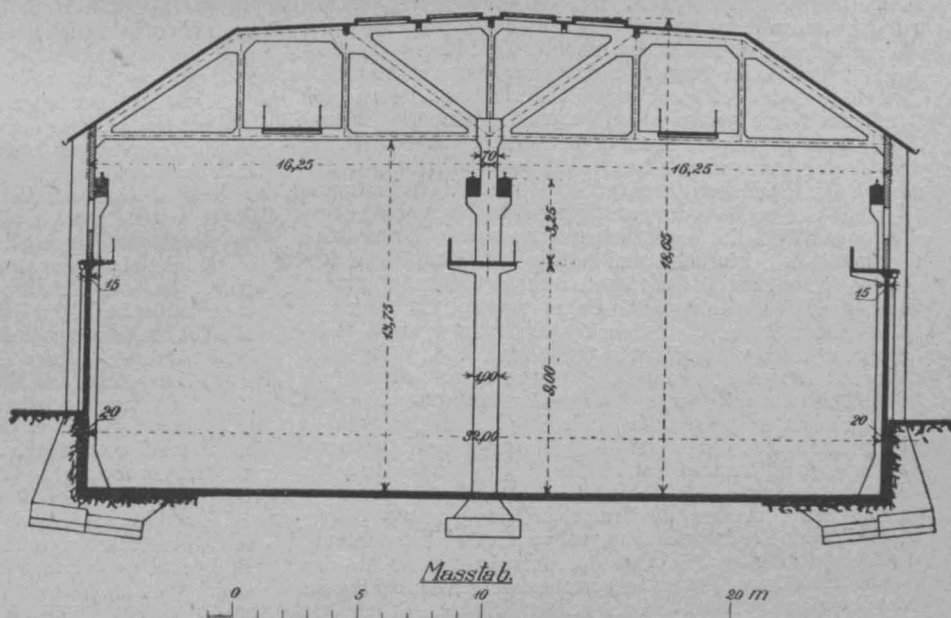


Abbildung 6. Querschnitt eines Kalispeichers in Solwayhall.
Silobauten der A.-G. Wayss & Freytag.

⁴⁾ Nach den bereits erwähnten Versuchen des D. A. f. Eisenbeton scheint allerdings die Wärmeausdehnungsziffer des Betons von derjenigen des Eisens z. H. etwas abzuweichen.

⁵⁾ Siehe auch die Veröffentlichung d. „Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“ im Zentralbl. d. Bauverw. 1917. No. 38. S. 245. f.

⁶⁾ Bach, Versuche mit Eisenbetonbalken. I. Teil. Heft 39 der Mitteilungen über Forschungsarbeiten oder Zeitschrift des „Vereins Deutscher Ingenieure“ 1907. No. 26.

worden, der Durchmesser der Eisen beträgt nur 6 mm statt 7 mm, die Eisen wurden nicht genügend untermörtelt und

ihre Höhenlage, namentlich auch über den oberen Pfettenflanschen, war ungenau und wechselnd. Unter diesen Umständen konnte von einer etwaigen Unterstützung durch eine besonders gute und sorgfältige Ausführung keine Rede sein. Hier hätte z. B. eine außerdem eingelegte netzartige Bewehrung, wie etwa Streckmetall oder ein sonstiges Drahtgeflecht, wertvolle Dienste geleistet. Trotz der außerordentlich ungünstigen Lage des Daches kann vermutet werden, daß bei Anwendung von Bewegungsfugen das Vorhandensein einer reichlichen, sorgfältig verlegten und gut verteilten Eiseneinlage, zusammen mit einer guten Ausführung, das Reißen des Dachbelages verhindert hätte: die Risse im Beton wären zwar zahlreicher gewesen, aber sie wären fein genug geblieben, um Schädigungen des Belages hintanzuhalten. Eine „gute Ausführung“ muß sich in solchen Fällen aber namentlich auch darauf erstrecken, den Schwindvorgang in möglichst engen Grenzen zu halten, denn es erhält aus den vorangehenden Erörterungen, daß die infolge Schwindens entstehenden ersten Risse für den weiteren Verlauf der Formänderungsvorgänge eine besondere Bedeutung haben können.

6. Schließlich sei noch kurz auf die Anwendung von fertigen Plattenteilen für Dächer, wie z. B.

Vermischtes.

Auszeichnungen an Techniker. Dem Reg.-Baumeister a. D. Dr.-Ing. Peter Hans Riepert zu Charlottenburg, Vorstand des „Deutschen Zement-Bundes“, ist in Anerkennung seiner Verdienste um das deutsche Wirtschaftsleben der Charakter als kais. Baurat verliehen. Diese Auszeichnung darf als Bewertung der erfolgreichen Bemühungen um die Kriegsbewirtschaftung des Zementes, die Regelung seiner Ausfuhr und den im Vorjahr bewirkten Zusammenschluß der wirtschaftlichen Verbände der Zementindustrie des Reiches angesehen werden. Kais. Baurat Dr.-Ing. Riepert wurde aus seiner Tätigkeit bei der Regierung in Posen i. J. 1911 vom „Verein Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten“ zur Errichtung und Leitung der „Zentralstelle zur Förderung der deutschen Portland-Cement-Industrie“ berufen. Nach einjähriger Beurlaubung trat er aus dem Staatsdienst aus, um die wirtschaftliche Organisation der Zementindustrie zu übernehmen, die dann bei dem Zusammenschluß der gesamten Industrie eine so wichtige Rolle spielte und zur Gründung des „Deutschen Zement-Bundes“ überleitete. —

Silobauten der A.-G. Wayß & Freytag. Vergleiche hierzu die Abbildungen S. 73—75.)

Der Silobau zur Lagerung trockener, geschichteter Stoffe wie Getreide, Kohle, Zement, Kleinschlag, Erze u. a. m. hat in neuerer Zeit dank der besonderen Vorzüge, die diesen Anlagen hinsichtlich Raumersparnis und daher Billigkeit, hinsichtlich der Möglichkeit einer beliebigen, übersichtlichen Teilung des Lagergutes nach Alter und Gattung, sowie einer leichten, wenig menschliche Arbeit erforderlichen Entnahme der gelagerten Stoffe innewohnt, weiteste Verbreitung gefunden. Der Eisenbetonbau wird neuerdings bei der Mehrzahl der Silobauten angewendet, wobei die Einfachheit und hohe Standfestigkeit der Konstruktion, die Dauerhaftigkeit bei geringsten Unterhaltungskosten, die Reinlichkeit und vollständige Feuersicherheit, die Unempfindlichkeit gegen den Einfluß der gelagerten Stoffe ihm den Vorzug vor anderen Baustoffen verschafft haben. Bezüglich der baulichen Ausgestaltung werden großräumige Silos mit nur großen oder gar keinen Unterteilungen, Zellsilos, oder Silos im eigentlichen Sinne, und Taschensilos von mäßiger Schütthöhe und mit in der Hauptsache geneigten Wänden und Böden unterschieden. Erstere finden vorwiegend Verwendung zur Lagerung grobstückiger und gleichartiger Stoffe, die Zellsilos zur Lagerung von feinkörnigen, mehligen und nach Art, Sorten und Alter scheidungsbedürftigen Stoffen. Die taschenartige Anordnung schließlich entsteht dann, wenn eine Lagerung auf schrägen Rutschflächen wegen beschränkter Höhe nötig ist; Anlagen dieser Art zeigen daher gewöhnlich eine große Längsentwicklung und kommen namentlich in großem Umfang im Hüttenbetrieb vor.

Zu den deutschen Baufirmen, die den Bau von Eisenbetonsilos als Sondergebiet im großen Maßstab betreiben und die Entwicklung des Silobaues durch Ausbildung praktischer Sonderformen und zweckentsprechender Durchbildung im Einzelnen gefördert haben, gehört die A.-G. Wayß & Freytag in Neustadt a. d. Haardt mit ihren Zweigniederlassungen. Die hier wieder gegebenen Abbildungen ausgeführter Bauten der genannten Firma auf diesem Gebiet in den Jahren 1902—1917 entstammen einem kürzlich erschienenen Sonderkatalog der Firma, der zunächst allgemeine Gesichtspunkte des Silobaues enthält, dann im Ein-

Stegementdielen u. A. hingewiesen. Bei diesen Erzeugnissen kann der Schwindvorgang im Herstellungsraum mit nicht zu erheblichen Mitteln in engeren Grenzen gehalten werden. Vor allem aber ist der Schwindvorgang beim Verlegen der Werkstücke am Bau beendet und kann somit dort keine nachteiligen Folgen mehr haben. Außerdem aber sei hinsichtlich der Formänderungsmöglichkeit eines Dachbelages an die Ziegel- oder Schieferdächer erinnert, deren fast zahllose Fugen in dieser Hinsicht allen Ansprüchen gewachsen sind. Die Unterteilung einer Dachfläche muß möglichst weitgehend sein und gerade darin haben die fertig verlegten Plattenformen in manchen Fällen durch ihre genügend große Anzahl von Fugen in beiden Richtungen vor dem massiven Betondach Vieles voraus. Verlangen gewisse Umstände aber die Ausführung eines einheitlichen Eisenbetondaches, so muß den Einflüssen des Schwindens und des Wärmewechsels, je nach der örtlichen Sachlage, durch eine reichliche Anzahl von Bewegungsfugen, sowie durch eine besonders sorgfältige Ausführung begegnet werden; letztere darf sich nicht nur auf die bekannten, am Bau möglichen Maßnahmen gegen das Schwinden erstrecken, sondern sie muß vor allem auch eine ausreichende, gut verteilte, vielleicht noch durch ein Netzwerk ergänzte, Eisenbewehrung in sich schließen. —

zeln auf Silos für Erze, Kohle und Koks, für schotterartige Stoffe, für Zemente, Salze, Nährmittel verschiedener Art eingeht und zum Schluß von der Firma erdachte Formen des Verschlusses und der Ablaufvorrichtungen der Silozellen behandelt. Einige der Beispiele sind bei uns schon ausführlicher besprochen worden, andere sollen demnächst zur Veröffentlichung kommen.

Abbildung 1 zeigt das Äußere eines Kohlsilos in großräumiger Form mit größter Schütthöhe ohne besondere Vorsichtsmaßnahmen gegen Selbstentzündung der Kohle für ein entsprechend gutes Material. Abbildung 2 dagegen eine patentierte Anordnung der Firma, bei welcher die Bildung entzündlicher Grusnester in der Kohle, die noch mehr als zu große Schütthöhe die Selbstentzündung begünstigen, durch die Anordnung schräger Zwischenböden und gegen einander versetzter Zelleneinteilung verhindert werden soll, durch welche Anordnung beim Öffnen eines Auslauftrichters ein Durchmischen der Kohle und damit ein Zerreißen etwa dämpfig gewordener Grusnester eintritt. Abbildung 3 und 4 zeigen einen Kohlsilo zur Vereinfachung des Betriebes bei Kesselfeuerungen, die gleichzeitig den durch den Silo ermöglichten, lückenlosen Kreislauf der Kohle von ihrer Ankunft bis zu ihrer Abfuhr als Asche erkennen lassen. Der eigenartige Hängeboden der Taschen in Form eines umgekehrten Gewölbes erfordert einen geringeren Baustoffverbrauch als die Trichterform (Vergl. auch Mitteilungen 1917, S. 165 ff. Bunker für das Kesselhaus des städt. Krankenhauses in Frankfurt a. M.). In Abbildung 5 ist ein Großraumsilo dargestellt, der als Schwefelmagazin für Marseille ausgeführt ist, in Abbildung 6 ein solcher für Kalisalze. Beide nähern sich in ihrer äußeren Erscheinung Hallenkonstruktionen. Die Füllung erfolgt im letzteren Fall selbsttätig mit Transportband, auf selbsttätige Entleerung dagegen ist kein Wert gelegt, da sich der hygroskopische Lagerstoff dafür ohnehin nicht eignet. Bei den Nährmitteln ist es besonders das Getreide, das immer mehr in Eisenbeton-Silos eingelagert wird, nachdem sich ein gewisses Mißtrauen gegen diesen Baustoff in landwirtschaftlichen Kreisen gelegt hat (Vgl. „Mitteilungen“ 1918 No. 10, S. 62). Neben rechteckigen Zellen kommen hier (namentlich in Amerika) auch kreisförmige vor, die in statischer Beziehung ja gewisse Vorzüge besitzen. Die Zwickel werden dann ebenfalls als Zellen ausgebildet, die Form der Zellen läßt man dann vielfach auch äußerlich in die Erscheinung treten. Abbildung 7 zeigt eine Ausführung dieser Art für Italien im Grundriß. Auch für die Lagerung von Mehl haben sich Eisenbetonsilos bewährt. Trotzdem dieser Stoff noch empfindlicher ist als das Getreide, bedarf es auch hier keiner weiteren kostspieligen Vorsichtsmaßnahmen. Neuerdings sind nach amerikanischem Vorbild auch Silos für Grünfutter gebaut worden. Auch hierfür werden Beispiele gegeben. —

Der reich illustrierte Katalog gibt einen guten Ueberblick über die erfolgreiche Tätigkeit der genannten Firma auf diesem Gebiet und damit und in den nützlichen Winkeln im Text auch einen Ueberblick über die fortschreitende Entwicklung des Silobaues überhaupt. —

Inhalt: Dünne Betondächer auf Eisenkonstruktion. (Schluß.) — Vermischtes. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin.
Buchdruckerei Gustav Schenck Nachf. P. M. Weber in Berlin.

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

15. Jahrgang 1918.

№ 13.

Getreidesilo der Kunstmühle Rosenheim A.-G. in Rosenheim.

Architektur- und Bauausführung Gebr. Rank in München.

(Maschinelle Einrichtungen Mühlenbauanstalt und Maschinenfabrik vorm. Gebr. Seck in Dresden.)

Von Dipl.-Ing. G. Escher in München.



chon vor Kriegsausbruch machte sich bei den Mühlen immer mehr das Bestreben bemerkbar, die Räume zur Unterbringung der Getreidevorräte zu vergrößern. Die Mühlen an den großen Wasserstraßen, die hauptsächlich überseeisches Getreide verarbeiten, waren darin vorangegangen. Große Lager waren für sie schon

deshalb nötig, weil ihre Versorgung in ganzen Schiffs-ladungen erfolgte, meistens mit Tausenden von Zentnern auf einmal, dafür aber in größeren Zwischenräumen. Zur Unterbringung dieser Vorräte wurden schon frühzeitig Silos gebaut, und zwar in den letzten Jahren mit Vorliebe in Eisenbeton.

Die Binnenmühlen, deren Versorgungsgebiet hauptsächlich in der näheren Umgebung liegt, fühlten das Bedürfnis nach Lagerung großer Getreidemengen weniger, weil die Zufuhr regelmäßiger vor sich ging; in kleinen Mengen zwar, in Fuhrwerken oder einzelnen Eisenbahnwagen, dafür aber in kürzeren Zwischenräumen. Man scheint auch der Ansicht gewesen zu sein, daß für die Lagerung von Inlandsgetreide Silos nicht geeignet seien, weil das meistens noch feuchte inländische Getreide sich darin nicht hielte. Man ließ es also lieber in der Scheune des Landwirtes liegen, bis man es brauchte.

Als dann aber bei Ausbruch des Krieges zunächst einmal eine große Unterbrechung des Güterverkehrs eintrat, als ferner infolge der bekannten kriegswirtschaftlichen Maßnahmen die Landwirte veranlaßt wurden, ihr Getreide möglichst bald nach der Ernte abzuliefern; als bei der Zuweisung des Kornes diejenigen Müller bevorzugt wurden, die über größere Lagerräume verfügten, erkannte man allgemein deren Wert. Die Mühlen sahen ein, daß es für sie eine Lebensbedingung sei, möglichst große Vorräte an Getreide unterbringen zu können. Es entstanden eine ganze Reihe von Lagerhäusern, darunter sehr viele Silos und es wären deren noch vielmehr gebaut worden, wenn nicht im letzten Jahre infolge der Beschlagnahme der Baumaterialien die Schwierigkeiten, Neubauten zu errichten, so außerordentlich gewachsen wären. Trotzdem haben wir eine

ganze Reihe von Getreidesilos entstehen sehen, die einen großen Fortschritt auf dem Gebiet der Getreidelagerung bedeuten.

Die Firma Gebr. Rank in München, deren wichtigstes Arbeitsgebiet der Industriebau ist, hat sich auch im Silobau erfolgreich betätigt. Ueber einen früheren derartigen Bau, den Silo der Vereinigten Kunstmühlen

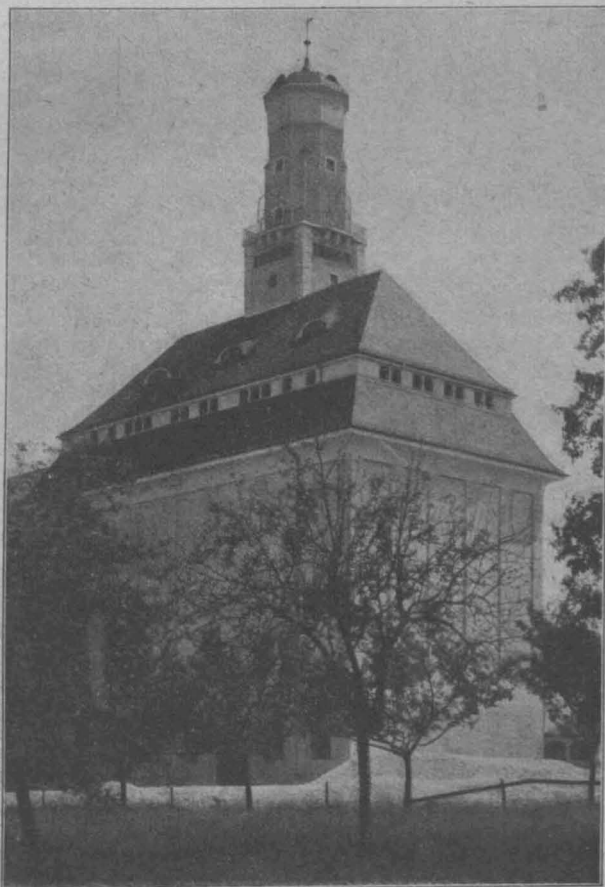


Abbildung 10. Ansicht des Silos von der Rückseite.

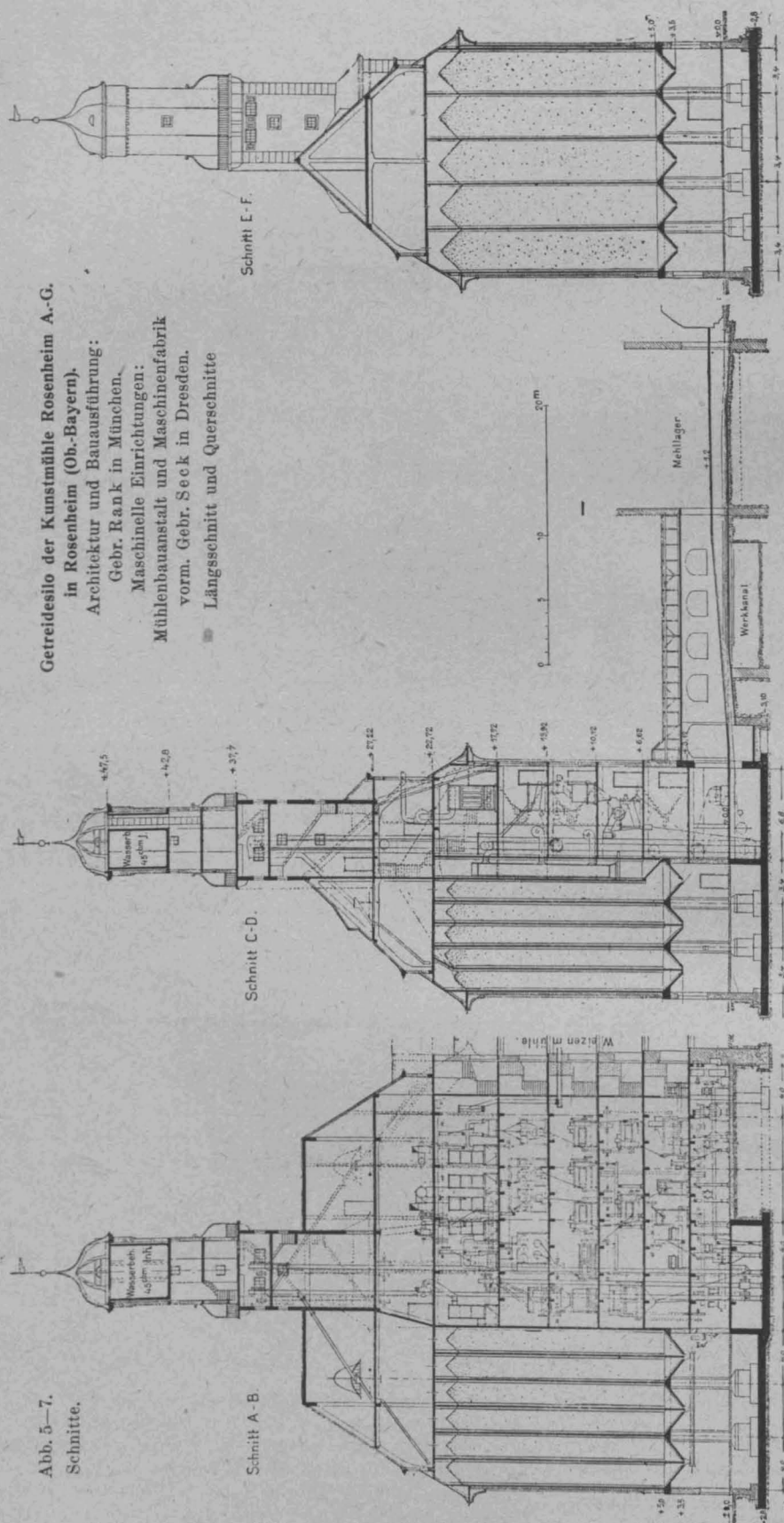
Landshut wurde in No. 12, Jahrg. 1916 der „Mitteilungen“ berichtet. Eine zweite derartige bald darauf in Rosenheim (Oberbayern) entstandene Anlage soll nachstehend beschrieben werden, da auch sie in Bezug auf

Roggen enthalten. Sonst werden in Silos Reinigungs-Maschinen nur in soweit aufgestellt, als sie zur Vornahme der sog. Vorreinigung der Frucht vor ihrer Einlagerung in die Zellen erforderlich sind. Hier handelte

es sich aber neben dieser auch noch um die endgültige Reinigung vor der Vermahlung. Dieser Umstand machte den unmittelbaren Anschluß des Neubaus an die bestehende Weizenmühle wünschenswert, während mit Rücksicht auf Erleichterung der Zufuhr eine Stellung des Silos neben dem Industriegeleise Vorteile geboten hätte, das ziemlich weit weg von der Mühle jenseits des Werkkanals liegt. Man entschloß sich für den Anbau an die Mühle.

In Abbildungen 1—4 sind die Grundrisse, in Abbildungen 5—7 die Schnitte des Silobaues zur Darstellung gebracht. Das mit der Bahn ankommende Getreide muß auf einem Band zunächst durch das Mehllager und dann über eine eigens dazu gebaute, gedeckte Brücke in das Silogebäude gefördert werden. Durch den Einschüttrichter gelangt es in den Annahme-Elevator, der es zur Feststellung des Gewichtes zunächst nach einer automatischen Wage hebt. Diese schüttet dann das Getreide unmittelbar in eine Vorreinigungsmaschine aus, wo fremde Beimengen und Staub entfernt werden. Das vorgereinigte Getreide wird nun in den Hauptelevator geleitet, der es nach einem der drei Verteilungsapparate im Dachgeschoß bringt. Diese sind durch Fallrohre mit den einzelnen Zellen verbunden. Die Drehrohre, welche den Uebergang in diese Fallrohre zu bewerkstelligen haben, lassen sich vom Erdgeschoß aus durch eine Steuervorrichtung einstellen, mit der man das Getreide nach einer beliebigen Zelle leiten kann. Handelt es sich darum, das Getreide aus der Zelle zu entnehmen, und weiter zu fördern, so geschieht das durch die Sammelschnecken, welche im Erdgeschoß unter den Ausläufen der Trichter angeordnet sind. Sie bringen die Frucht nach dem Hauptelevator, der sie wieder hebt, und entweder noch einmal denselben Weg durch einen Verteilungsapparat in eine andere Zelle machen läßt, wenn nur umgebechert werden soll,

oder aber wenn man das Getreide verarbeiten will, es nach der Reinigung führt. Diese besteht aus zwei getrennten Systemen für Roggen und Weizen; sie ist in dem an die alte Weizenmühle anschließenden Bauteil untergebracht, und nimmt den ganzen Raum in 6 Stockwerken ein. Durch große Fenster wird die für diesen Betrieb so wichtige gute Beleuchtung erzielt. Neben



Getreidesilo der Kunstmühle Rosenheim A.-G.
in Rosenheim (Ob.-Bayern).
Architektur und Bauausführung:
Gebr. Rank in München.
Maschinelle Einrichtungen:
Mühlenbauanstalt und Maschinenfabrik
vorm. Gebr. Seck in Dresden.
Längsschnitt und Querschnitte

Abb. 5—7.
Schnitte.

Einrichtung und Architektur einen beachtenswerten Bau darstellt.

Die Kunstmühle Rosenheim, die sich aus kleinen Anfängen zu einem bedeutenden Unternehmen entwickelt hatte, entschloß sich im Spätjahr 1915 zum Bau eines Silos. Er sollte 4000 t Schwergetreide fassen, und außerdem eine umfangreiche Reinigung für Weizen und

Südansicht.

Getreidesilo der Kunstmühle
Rosenheim A.-G. in Rosenheim (Ob.-Bay.).
Abb. 8 und 9. Fassaden.
Architektur und Bauausführung
Gebr. Rank in München.

Westansicht.

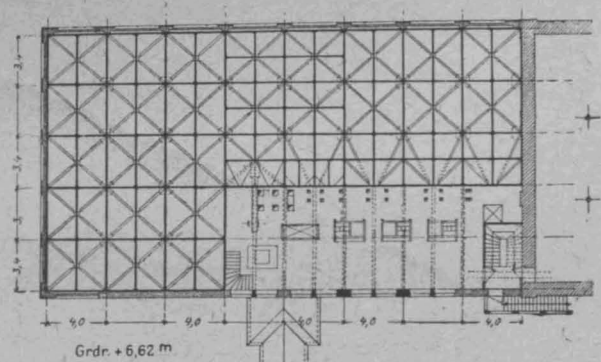
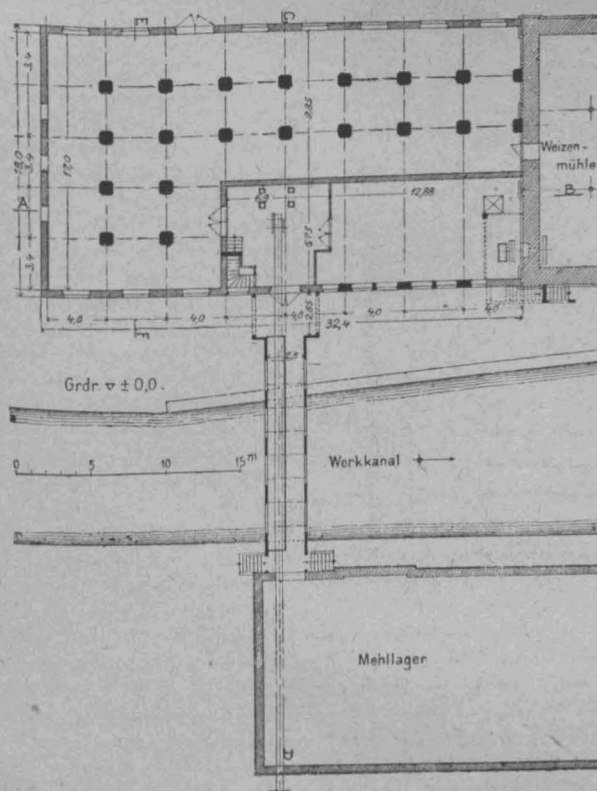
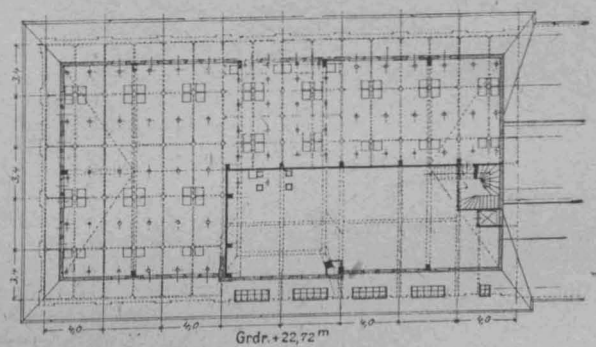
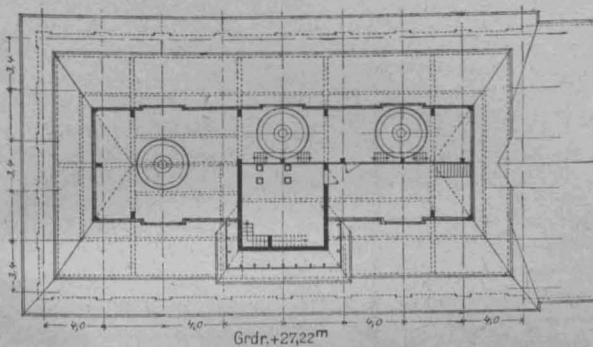
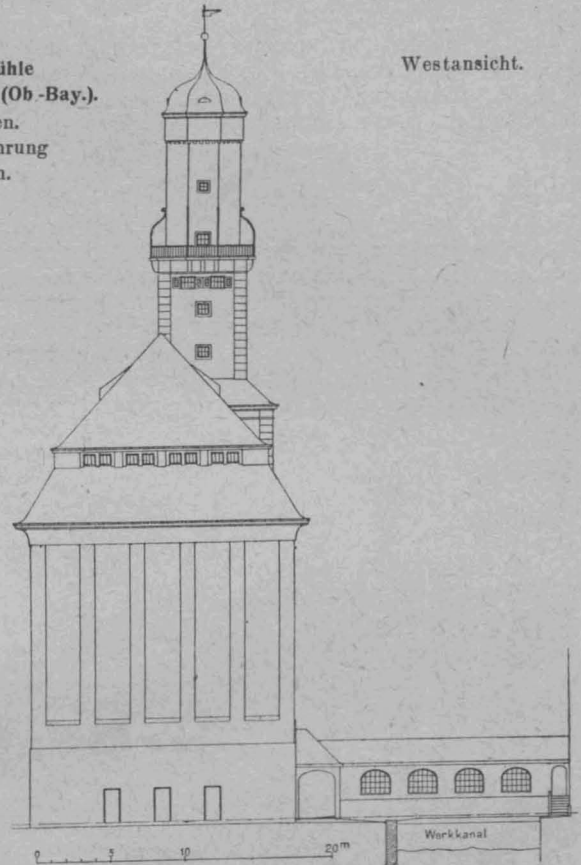
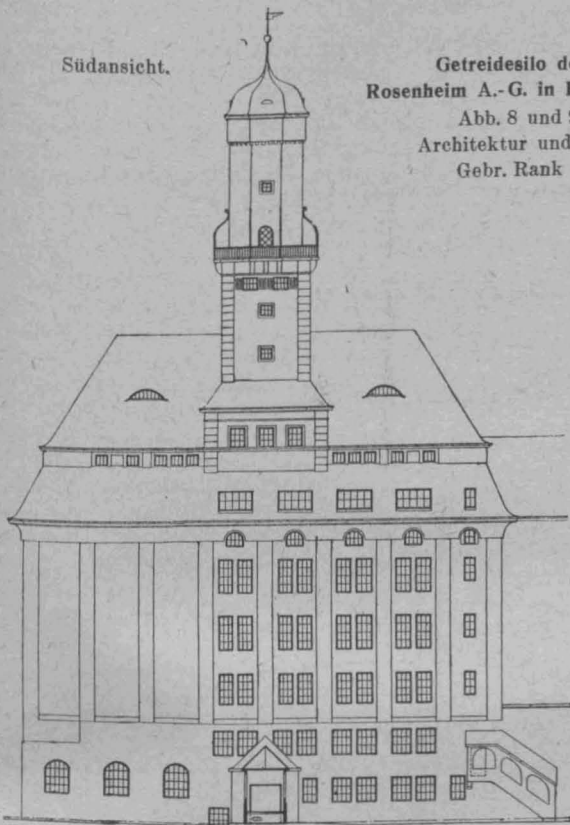


Abb. 1—4. Grundrisse und Plan.

der Reinigung und hinter derselben sind die Getreidezellen angeordnet, mit einer Grundfläche von 3,30/1,90 m. Eine größere Zahl wurde noch durch Zwischenwände unterteilt, sodaß im ganzen 75 Zellen vorhanden sind; ihre Höhe beträgt durchweg 19 m. Bei ihrer geringen Spannweite erhalten die Wände eine sehr geringe Stärke, 12 cm bei den größeren und 10 cm bei den kleineren Zellen. Diese Stärken wurden von oben bis unten beibehalten, weil die Schalung wiederholt benutzt werden sollte. Dabei hat sich eine besondere Arbeitsweise gut bewährt, nämlich die Schalung in Tafeln von der Breite der ganzen Zelle und einer Höhe von etwa 3,5 m vorher fertig zu zimmern, und diese dann jeweils zu versetzen.

Das Hochziehen und Versetzen geschah dabei durch besondere Auslegerkrane. Nach dem Betonieren wurden die Tafeln jeweils wieder im ganzen herausgenommen, und wieder versetzt. Das erstmalige Herstellen der Tafeln verursacht zwar erhöhte Arbeit, dafür sind aber die Löhne für das wiederholte Versetzen geringer, auch der Holzverschnitt ist dabei sehr gering. Die gleichbleibende Wandstärke bedingte eine nach oben dem geringen Druck entsprechende Abnahme der Eisenlagen. Die Ausläufe von je 2 benachbarten Zellen wurden nebeneinander gelegt, was eine Vereinfachung für das Schneckensystem darunter bedeutet.

Man legte besonderen Wert darauf, eine große Anzahl, wenn auch an sich kleiner Zellen zu haben, weil das Getreide in sehr verschiedenen Sorten angeliefert wird. Man will diese möglichst getrennt lagern, bei

einrichtung erfolgt durch die Haupttransmission im Erdgeschoß, die von derjenigen der Hauptwelle der Mühle angetrieben wird.

Der Baugrund war schlecht, und enthielt schon in geringer Tiefe Grundwasser wegen der Nähe des Werkkanals. Die Gründung des Gebäudes, das außerordentlich große Belastungen aufweist, gestaltete sich daher ziemlich schwierig. Man führte eine durchgehende Grundplatte in Eisenbeton aus mit einer durchschnittlichen Stärke von 60 cm. Die Umfassungsmauern im Erdgeschoß bis zum Gurtgesims wurden betoniert, nach außen mit einer feinen Schicht Vorsatzbeton versehen, der dann gestockt wurde. Im übrigen wurden alle tragenden Konstruktionen, alle Säulen, Decken, Trichter und Wände der Zellen, Dachbinder usw. in Eisenbeton ausgeführt. Beim Dach sei noch erwähnt, daß die Dach-

haut zwischen den Bindern als Hohlsteinkonstruktion gemauert wurde, was sich auch in Hinsicht auf die Isolierung der Dachräume bewährt hat. Der Eisenbeton sei besonders bei den Zellen hervorgehoben, weil ab und zu die Ansicht gehört wird, daß Getreide in Eisenbetonsilos sich nicht gut lagere. Der Rosenheimer Silo ist ein neuer Beweis dafür, daß diese Ansicht in so allgemeiner Form nicht richtig ist, denn wenn wirklich ungünstige Beobachtungen festgestellt wurden, so sind die Mängel nicht auf das Material der Behälter zurückzuführen, sondern auf eine unsachgemäße Behandlung des Getreides während der Lagerung. Einrichtungen zum Umbechern, Lüften und Trocknen gehören zu jedem Silo, um so mehr, je größer er ist, und je mehr feuchtes Getreide darin gelagert werden muß. Die Rosenheimer Anlage entspricht in dieser Hinsicht den gestellten Forderungen, und darf daher als durchaus gelungen bezeichnet werden. Sie ist nunmehr schon seit 1½ Jahren in Betrieb, wobei man stets zufrieden war.

Zur Unterbringung des Elevators war ein turmartiger Aufbau schon erforderlich, der noch bedeutend erhöht wurde, um für einen Wasserbehälter Raum zu schaffen. Dieser faßt 45 cbm. Ein Teil davon ist für Trinkwasser bestimmt, der andere zur Speisung einer Berieselungsanlage (Sprinkler-Anlage). Die Vor-

schrift der Feuerversicherung verlangt, daß der Boden dieses Behälters noch 6 m über dem höchsten zu berieselnden Punkt liegt, in diesem Fall der Spitze des Elevators; infolgedessen erhielt der Turm eine bedeutende Höhe. Der Behälter wurde, um ihn gegen Einfrieren zu schützen, auf allen Seiten durch eine Lage von Kork verkleidet.

Auch in seinem Aeußeren bietet der Silo ein erfreuliches Bild. Infolge der guten Verteilung der Massen, durch ruhige einfache Linien wurde eine gute Wirkung erzielt. Das Erdgeschoß bis zum Gurtgesims zeigt die graue Farbe des gestockten Betons, darüber sind die Flächen in hellem Putz gehalten. Das weit herunter gezogene Dach ist mit engobierten Biberschwänzen gedeckt.

Einen eigenartigen Zug erhielt der Bau durch den



Abbildung 11. Ansicht des Silos von der Wasserfront.

Bedarf aber entsprechend mischen, um eine bestimmte Sorte Mehl zu erhalten. Die Zellenwände an der Außenseite wurden durch eine Wand aus porösen Lochsteinen verkleidet, die zusammen mit der dazwischen liegenden Luftschicht einen guten Schutz gegen Wärmeschwankungen der Außenluft ergeben, und dazu beitragen, das Entstehen von Feuchtigkeitsniederschlägen an den Innenseiten der Wände zu verhindern. Diese Anordnung hat sich auch hier sehr gut bewährt. Da es öfter vorkommt, daß der Feuchtigkeitsgrad des eingelagerten Getreides so hoch ist, daß er bei der Einlagerung eine Gefahr bedeuten würde, baute man noch eine Trockenanlage, die hinter der Reinigung angebracht wurde, deren Leistungsfähigkeit beträgt zunächst 2400 Kilogramm in der Stunde, soll aber später auf das Doppelte erhöht werden. Der Antrieb der gesamten Speicher-

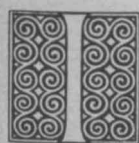
Turm, der aus früher beschriebenen Gründen höher wurde, als aus rein künstlerischen Gründen vielleicht nötig gewesen wäre. Trotzdem hat der Architekt es verstanden ihn wirkungsvoll auszubilden. Er tritt viereckig aus dem Dach heraus, schließt zunächst mit einer Plattform ab, setzt sich dann achteckig fort, und wird durch einen flachen Helm gekrönt. Die weiße Farbe des Putzes und die grügestrichene Bedachung geben ein farbig belebtes Bild. Der Bau überragt alle seine

Nachbarn, er paßt sich der in der Nähe gelegenen altertümlichen Stadt Rosenheim mit ihren Türmen gut an, und darf daher auch als in künstlerischer Hinsicht gelungen bezeichnet werden.

Der Bau begann im Spätjahr 1915, bis im Sommer 1916 war der Rohbau fertig, und noch im Herbst desselben Jahres konnte der Silo in Benutzung genommen werden. Er ist seither ununterbrochen in Betrieb und hat sich dabei bestens bewährt. —

Statische Berechnung eines Zweigelenkrahmens mit geknickter Balkenachse.

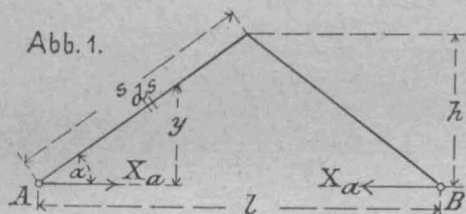
Von Ob.-Ingenieur Hans Spiller.



Im Folgenden soll ein Zweigelenkrahmen mit geknickter Balkenachse näher untersucht werden, wie er sich im Hochbau, namentlich bei Dachkonstruktionen häufiger darbietet. Berücksichtigt sind die auftretenden Momente, Normalkräfte und die durch einen Wärmeunterschied hervorgerufenen Spannungen. Die Querkräfte werden ebenfalls bestimmt, aber vernachlässigt. Ebenso lassen wir den Einfluß einer wagrechten Lager-Nachgiebigkeit außer Acht. Wir erhalten aus der Arbeitsgleichung für die statisch unbestimmte X_a nach Umformung die Gleichung*)

$$X_a = \frac{\int M_o \cdot y \cdot ds \frac{J_m}{J} + \int N_o \cos \alpha \cdot ds \frac{J_m}{J} + \epsilon E J_m \{ t \cdot \cos \alpha \cdot ds}{\int y^2 ds \frac{J_m}{J} + \int \cos^2 \alpha \cdot ds \frac{J_m}{F}}$$

Wir können bei unserer Betrachtung $\frac{J_m}{J} = 1$ setzen und den sehr gering sich ergebenden Wert im Nenner $\int \cos^2 \alpha \cdot ds \frac{J_m}{F}$ für die praktische Ausführung ohne Bedenken vernachlässigen.



Wir wollen zunächst an Hand der Abb. 1 das Nennerglied $\int y^2 ds$ ermitteln. Es ist:

$$\int y^2 ds = 2 \int_0^{\frac{l}{2}} y^2 ds; \quad ds = \frac{dx}{\cos \alpha}; \quad \cos \alpha = \frac{l}{2s}$$

$$ds = \frac{2s}{l} \cdot dx; \quad y = \frac{2xh}{l}$$

$$\int y^2 ds = 2 \int_0^{\frac{l}{2}} \frac{2s}{l} \cdot dx \cdot \frac{4x^2 h^2}{l^2}$$

$$= \frac{4s}{l} \int_0^{\frac{l}{2}} \frac{4x^2 h^2}{l^2} \cdot dx$$

$$= \frac{4s}{l} \cdot \frac{4h^2}{l^2} \cdot \int_0^{\frac{l}{2}} x^2 dx = \frac{4s}{l} \cdot \frac{4h^2}{l^2} \cdot \left[\frac{x^3}{3} \right]_0^{\frac{l}{2}}$$

Wir erhalten für das Nennerglied N

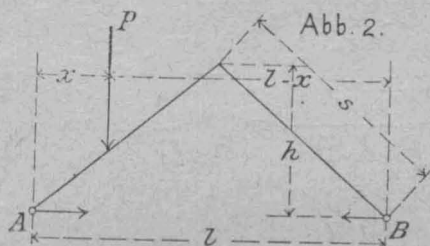
$$N = \frac{16s h^2}{l^3} \cdot \frac{l^3}{24} = \frac{2}{3} s h^2.$$

Wir schreiten nunmehr zur Ermittlung der Zählerglieder und betrachten vorerst das Integral, welches die Momente enthält. Es lautet:

$\int M_o \cdot y \cdot ds \frac{J_m}{J}$ und für $\frac{J_m}{J} = 1 = \int M_o \cdot y \cdot ds =$ statisches Moment der Momentenflächen für den statisch bestimmten Rahmen in Bezug auf die Gelenkachse A—B (s. Abb. 1).

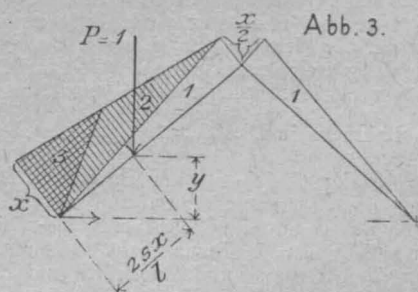
*) Siehe auch Schlüter „Eisenbetonbau“.

Entwicklung für lotrechte Einzellasten:



$$A = P \cdot \frac{l-x}{l}, \quad M_o = P \left[\frac{l-x}{l} \cdot \frac{l}{2} - \left(\frac{l}{2} - x \right) \right].$$

Setzen wir $P = 1$, so wird $M_o = \frac{l-x}{2} - \frac{l}{2} + x = \frac{x}{2}$.



Wir betrachten nunmehr die in Abb. 3 entstehenden Momentenflächen und ermitteln die Integrale:

Es ist zunächst aus der Verhältnisgleichung ersichtlich, daß:

$$\frac{l}{2} : h = x : y; \quad y = \frac{2xh}{l}; \quad \frac{x}{s} = \frac{a}{\frac{l}{2}}; \quad x = \frac{2sa}{l}; \quad \text{für } a = x = \frac{2sx}{l}$$

$$St_{F_1} = \left(\frac{x}{2} \cdot \frac{s}{2} \cdot \frac{2h}{3} \right) \cdot 2 = \frac{xsh}{3};$$

St_{F_2} = einfach schraffierte Fläche

$$St_{F_2} = x \cdot \frac{s}{2} \cdot \frac{h}{3} = \frac{xsh}{6}$$

St_{F_3} = doppelt schraffierte Fläche

$$St_{F_3} = - \frac{s \cdot x^2}{l} \cdot \frac{2xh}{3l} = - \frac{2shx^3}{3l^2}.$$

Es wird also nach Vorstehendem

$$\int M_o y ds = \frac{xsh}{3} + \frac{xsh}{6} - \frac{2shx^3}{3l^2} = + \frac{xsh}{2} - \frac{2shx^3}{3l^2}$$

Die Ermittlung des Nennergliedes ergab: $\int y^2 ds = \frac{2}{3} s h^2$

Demnach ergibt sich die Einflußlinie für den Horizontalschub bei $P = 1$ und unter Berücksichtigung des Momentengliedes im Zähler zu:

$$X = H = \frac{\frac{xsh}{2} - \frac{2shx^3}{3l^2}}{\frac{2}{3} s h^2} = \frac{3x}{4h} - \frac{x^3}{h l^2}; \quad = \frac{1}{h} \left(\frac{3}{4} x - \frac{x^3}{l^2} \right)$$

und für P :

$$H_P = \Sigma P \frac{3x}{4h} - \Sigma P \frac{x^3}{h l^2} = \frac{\Sigma P}{h} \left(\frac{3x}{4} - \frac{x^3}{l^2} \right);$$

Durch einfaches Integrieren erhält man sodann auch die Einflußfläche für eine gleichmäßig lotrechte Last.

$$\Sigma St_P = \frac{xsh}{3} + \frac{xsh}{6} - \frac{2shx^3}{3l^2}.$$

Integriert:

$$2 \int_0^l \frac{s h}{3} \left(x + \frac{x}{2} - \frac{2}{l^2} \cdot x^3 \right) \cdot dx.$$

Wir lösen das Integral auf und erhalten:

$$\frac{2 s h}{3} \left\{ \left[\frac{x^2}{2} \right]_0^l + \frac{1}{2} \left[\frac{x^2}{2} \right]_0^l - \frac{2}{l^2} \left[\frac{x^4}{4} \right]_0^l \right\} \\ = \frac{2 s h}{3} \left\{ \frac{l^2}{8} + \frac{l^2}{16} - \frac{l^4}{l^2 \cdot 32} \right\} \quad \text{Mithin} \quad = \frac{2 s h}{3} \cdot \frac{5}{32} l^2.$$

Um den Horizontalschub für eine gleichmäßig verteilte Last zu erhalten, haben wir nur noch das Zählerglied durch den Nenner, der das Trägheitsmoment des Rahmens darstellt zu dividieren und erhalten:

$$X_g = H_g = \frac{\frac{2 s h}{3} \cdot \frac{5}{32} l^2}{\frac{2}{3} s h^2} \quad \text{und gelangen zu der einfachen Formel:}$$

$$H_g = \frac{5 l^2}{32 h} \cdot g \quad \text{analog für halbseitige Last: } H_g = \frac{5 l^2}{64 h} \cdot g;$$

Ist die Höhe h ein gerader Bruchteil von l , so vereinfacht sich die Formel noch weiter. Zum Beispiel

$$\text{bei } h = \frac{l}{4} \text{ wird sodann } H_g = \frac{5}{8} g \cdot l.$$

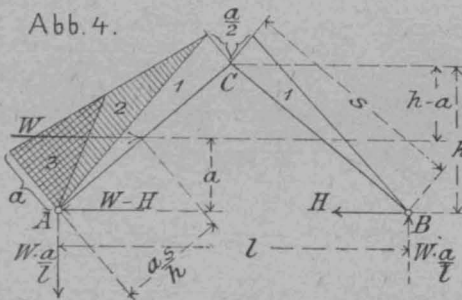
Wir betrachten nunmehr die Einwirkung der wagrechten Lasten und zwar wollen wir hier auch zunächst von der Einwirkung einer Einzellast ausgehen. Mit den in Abbildung 4 eingezeichneten Kräften und Abständen bestimmen wir zunächst wieder das Moment des bestimmt gemachten Rahmens in Bezug auf $\frac{l}{2}$ und gehen sodann

genau wie in der Gleichung der lotrechten Lasten zur Bestimmung der Momentenflächen und deren statischen Momenten in Bezug auf die Gelenkachse $A-B$ über. Nur ist hier zu beachten, daß die wagrecht wirkenden äußeren Kräfte zum Teil Druck- und Zugkräfte als Reaktionen hervorrufen. Die angreifende Kraft z. B. durch Winddruck möge von links einwirken. Wir erhalten:

An der Windseite:

$$\begin{aligned} \text{Wagrechte Reaktion} &= W \\ \text{Lotrechte} & \quad \text{„} \quad \text{(Zugkraft) in } A = W \cdot \frac{a}{l} \\ & \quad \text{„} \quad \text{„} \quad \text{Druckkraft in } B = W \cdot \frac{a}{l} \end{aligned}$$

Abb. 4.



Es beträgt das Moment in Bezug auf C:

$$M_o = W \cdot h - W \cdot \frac{a}{l} \cdot \frac{l}{2} - W(h-a)$$

$$\text{und für } W=1 \text{ gesetzt } M_o = h - \frac{a}{l} \cdot \frac{l}{2} - h + a = \frac{a}{2}.$$

Wir erhalten ferner auch hier wieder 3 Flächen, deren statisches Moment beträgt:

$$St_{F_1} = \left(\frac{a \cdot s}{4} \cdot \frac{2}{3} h \right) \cdot 2 = \frac{a s h}{3}$$

Vermischtes.

Unfallstatistik des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. 19. Einsturz einer Hallendecke. Bei der Erweiterung eines Heilstättengebäudes wurde eine eingeschossige

$$St_{F_2} = \frac{a \cdot s}{2} \cdot \frac{h}{3} = \frac{a s h}{6}$$

$$St_{F_3} = - \frac{a^2 s}{2 h} \cdot \frac{a}{3} = - \frac{a^3 s}{6 h}$$

$$\int M_o y ds = \frac{a s h}{3} + \frac{a s h}{6} - \frac{a^3 s}{6 h} = \frac{a s h}{2} - \frac{a^3 s}{6 h} = \frac{a s}{2} \left(h - \frac{a^2}{3 h} \right) \\ = \frac{a s}{2 h} \left(h^2 - \frac{a^2}{3} \right).$$

Das Nennerglied bleibt wie vor $y^2 ds = \frac{2}{3} s h^2$; daraus bestimmt sich

$$X = H = \frac{a s}{2 h} \cdot \frac{3}{2 s h^2} \left(h^2 - \frac{a^2}{3} \right);$$

$$\text{nach einigen Umformungen: } H = \frac{a}{4 h} \left(3 - \frac{a^2}{h^2} \right).$$

Greift die wagrechte Last gleichmäßig auf einen Riegel verteilt in $p \frac{t}{m}$ an, so braucht man wiederum nur die Ergebnisse aus den Momentenflächen der Einzellast zu integrieren und man erhält:

$$\Sigma St_w = \frac{a s h}{3} + \frac{a s h}{6} - \frac{a^3 s}{6 h}$$

es war:

$$\text{integriert: } = \int_0^h \frac{s}{3} \left(a h + a \cdot \frac{h}{2} - \frac{a^3}{2 h} \right) \cdot da$$

$$= \frac{s}{3} \left\{ h \left[\frac{a^2}{2} \right]_0^h + \frac{h}{2} \left[\frac{a^2}{2} \right]_0^h - \frac{1}{2 h} \left[\frac{a^4}{4} \right]_0^h \right\} \\ = \frac{s}{3} \left(\frac{3 h^3}{4} - \frac{h^3}{8} \right) = \frac{s h^3}{3} \left(\frac{6}{8} - \frac{1}{8} \right) = \frac{5}{24} s h^3.$$

Mithin errechnet sich der Horizontalschub $X = H$ zu

$$H = \frac{\frac{5}{24} s h^3}{\frac{2}{3} s h^2} = \frac{5}{16} h \quad \text{und} \quad H_{p \frac{t}{m}} = \frac{5}{16} h p;$$

$$\text{und wegen } ph = \frac{16}{16} \cdot h \cdot p \quad ph - H = \frac{11}{16} h p.$$

Nunmehr wollen wir zunächst zu dem letzten Gliede, den Wärmeunterschieden übergehen, weil diese in statischer Bedeutung in unserem Falle vor der Einwirkung durch Normalkräfte stehen. Wir entnehmen aus unserer Grundgleichung:

$$H_t = \frac{\varepsilon \cdot E \cdot J_m \{ t \cdot \cos \alpha ds \}}{\int y^2 ds};$$

Die Auswertung des Zählergliedes ergibt:

$$\varepsilon \cdot E \cdot J_m \cdot t \cdot 2 \int_0^{\frac{l}{2}} dx = \varepsilon \cdot E \cdot J_m \cdot t \cdot 2 \cdot \frac{l}{2} \\ \varepsilon \cdot E \cdot J \cdot t \cdot 2 \cdot \frac{l}{2} \cdot 3$$

$$\text{Es wird sodann: } H_t = \frac{2 s h^2}{3 \varepsilon \cdot E \cdot J t l} = \frac{2 s h^2}{2 s h^2} = 1$$

Hierin bedeuten: E = Elastizitätsmodul des Materials; J = Trägheitsmoment des Stabes; t = Wärmeunterschied nach der amtl. Best. $\pm 15^\circ$; ε = Ausdehnungskoeffizienten des Materials.

Berücksichtigung der Normalkräfte. Die Längskraft N ist für einen Querschnitt links von C

$$N = V \cdot \sin \varphi + H \cdot \cos \varphi \\ V = A - q \cdot x.$$

Es berechnet sich demnach für einen Querschnitt im Abstand x von A

$$N_x = \left(A - q \cdot x \right) \cdot \frac{h}{s} + H \cdot \frac{l}{2 s}$$

Im folgenden sei ein Träger durchgerechnet, an dem namentlich auch die Erhöhung des Momentes unter Berücksichtigung der Wärme- und Schwindspannungen und der Normalkräfte gezeigt werden soll. —

(Schluß folgt).

Halle von 8,3 m Länge und 8,2 m Breite ausgeführt, darüber eine Eisenbetondecke. Zwei Plattenbalken von 50 cm Höhe und 30 cm Breite überspannten die Oeffnung von 8,2 m Lichtweite, dazwischen waren Eisenbetonplatten von 10 cm Stärke ein-

gespannt. Auf der Halle sollten sich einzelne Kranke nebst ihren Pflegern im Freien aufhalten, daher wurde es als ausreichend errichtet, mit einer Nutzlast von nur 250 kg/qm zu rechnen. Ausgeführt wurde der Bau durch eine Berliner Firma unter der Oberleitung des Architekten A. und unter Aufsicht des Poliers B.; für die Ausführung der Eisenbetonarbeiten wurde noch ein in diesem Fache Sachverständiger C. aus Berlin gesandt, dieser ist später zum Heeresdienst eingezogen worden. Der Kies stand kostenlos in einer benachbarten Grube zur Verfügung, war aber lehmhaltig und mit Wurzelfasern durchsetzt, der Zement entstammte zwar einem namhaften Werk, band aber nur äußerst langsam ab; A. behauptet, seiner Firma während des Baues dies gemeldet zu haben; Abhilfe wurde nicht geschaffen. Die Decke wurde im August unter der Leitung von C. betoniert. An einem Sonnabend Nachmittag wurde begonnen, Sonntag ruhte der Bau, Montag wurden die Rundisen verlegt, Dienstag wurde der obere Beton eingebracht. Drei bis vier Tage später wurde die fertige Decke mit Rüstbrettern belegt und ein Verkehrsweg darüber eröffnet; Ende September wurde über die Decke gekarrt, eine Betonmischbühne wurde darauf errichtet und an zwei Seiten ein Putzgerüst aufgestellt, von dem aus die benachbarten Bauteile, die mehrere Stockwerke hoch waren, von außen geputzt wurden. Ende November wurde die Schalung mit Ausnahme der unter den Eisenbetonbalken stehenden Notstützen beseitigt; d. h. wirklich unberührt blieben nur die Stützen in der Mitte der Balken; an den Seiten wurden sie zeitweilig weggenommen, aber danach wieder und zwar auf Keile gesetzt. Unter den Mittelstützen lagen Bretter aber keine Keile. A. hatte ausdrücklich angeordnet, daß die Notstützen nicht entfernt werden dürften; solange das Putzgerüst auf der Decke stand; infolge eines Mißverständnisses geschah dies doch am 8. Dezember, weil der Fußbodenestrich der Halle hergestellt werden sollte. Die seitlichen Stützen waren leicht zu beseitigen, die in der Mitte stehenden dagegen erst nach Anwendung kräftiger Schläge. Eine halbe Stunde später stürzte die Decke plötzlich ein; von den in der Halle befindlichen Personen wurden zwei erschlagen und vier mehr oder weniger schwer verletzt; die auf der Decke stehenden Leute kamen mit dem Schrecken davon. Die sofort angestellte Untersuchung ergab, daß die Eisenbetonbalken nur eine Höhe von 46 cm gehabt hatten anstatt der vorgeschriebenen 50 cm; die Zugseilen waren unregelmäßig verlegt, sie lagen auch zum Teil zu hoch und hatten bei dem einen der beiden Balken an den Enden keine Haken; sie haben sich daher hier aus dem Auflager glatt herausgezogen. Die Bügel reichten nicht weit genug in die Platte hinein; die Deckenplatte hatte sich daher vollständig von den Balken abgeschoben. Der Beton hatte sich von den Eisen gelöst, es fanden sich große Steinester darin, reine Zementstellen, lehmige und sandige Teile, auch Stroh- und Schilfteile. Man munkelte, daß die den Beton mischenden Frauen einen Sack von pulverförmigem, gelöschtem Kalk an Stelle von Zement verarbeitet hätten. Das Materialprüfungsamt Lichterfelde fand nach den eingereichten Betonproben, daß die vorgeschriebene Mischung 1:6 offenbar innegehalten war, die aus dem Beton hergestellten Probewürfel wiesen aber eine durchschnittliche Festigkeit von nur 80 kg/qcm (im Höchstfalle 114 kg/qcm) auf, der nachträglich zur Prüfung vorgelegte Zement erreichte mit 204 kg/qcm die Normenfestigkeit nicht. Der gerichtliche Sachverständige wies nach, daß unter der zur Zeit des Einsturzes auf der Decke ruhenden Last (Putzgerüst usw.) die Druckfestigkeit des mangelhaften Betons noch ausgereicht hätte, daß aber die Scher- und Haftfestigkeit überschritten sei; daraus erklärt sich, daß die Eisen beim Einsturz herausgezogen waren, da sie an den Enden zum Teil keine Haken hatten; dazu kam die Unzulänglichkeit der Bügel. Angeschuldigt wurde der Bauleitende A. Der Sachverständige gab ihm Schuld, durch mangelnde Aufsicht den schlechten Zustand der Decke mitverschuldet zu haben, für Verwendung des schlechten Zementes sei er dagegen unter den vorliegenden Umständen nicht haftbar zu machen; da er außerdem ausdrücklich untersagt hatte, die Notstützen zu entfernen, solange das Putzgerüst auf der Decke stand, könne ihm die eigentliche Schuld an dem Tode der Verunglückten nicht zur Last gelegt werden. A. hob dagegen hervor, daß er nur die Oberleitung des Baues gehabt habe; es sei Sache des hochbezahlten Poliers B. gewesen, sich um die Einzelheiten bei der Betonierung zu kümmern. Durch Beschluß des Landesgerichts ist A. wegen mangelnden Beweises außer Verfolgung gesetzt worden. —

L.-M.

Jahresbericht 1916 des Kgl. Materialprüfungsamtes Berlin-Lichterfelde, beigegeben Heft 4 und 5 der Mitteilungen des Amtes und auch als Sonderdruck erschienen im Verlag Julius Springer, Berlin. —

Der Bericht zeigt wieder den großen Einfluß des Krieges auf die Tätigkeit des Amtes, die z. T. wesentlich ein-

geschränkt werden mußte; während das Amt anderseits auch im Interesse der Landesverteidigung und der Beschaffung von Ersatzstoffen mit einer Reihe neuer Aufgaben sich zu beschäftigen hatte. Besonders ungünstig machte sich der Krieg in der Abteilung II für Baumaterialien geltend, da die Bauindustrie mit am meisten zu leiden hat, und da diese durch das erlassene Verbot der Fortführung von Privatbauten gegen das Vorjahr noch in erhöhtem Maße lahmgelegt worden ist. Es wurden in dieser Abteilung im Jahre 1916 nur 276 Anträge mit 9807 Versuchen erledigt, gegenüber 332 Anträgen mit 10344 Versuchen im Vorjahre; von den 9807 Versuchen entfielen 5416 auf Bindemittel, 4091 auf Steine aller Art und Verschiedenes. Ein Bedürfnis nach Ersatzstoffen lag bei dem Darniederliegen der Bautätigkeit i. Allgem. nicht vor, nur auf dem Gebiete der Wärmeschutzstoff-Erzeugung war das Bestreben bemerkbar, Ersatzstoffe für Kork und Teerkork-Platten herzustellen. Sonst kamen Baustoffe neuer Art nicht auf den Markt.

Der von Hrn. Geh. Reg.-Rat Prof. Gary erstattete Bericht führt dann in der üblichen Weise das Ergebnis einer Reihe von Einzeluntersuchungen an, die allgemeineres Interesse verdienen und die Mannigfaltigkeit der an das Amt gestellten Ansprüche erkennen lassen, die mangels geeigneter Unterlagen aber nicht immer erfüllbar sind.

Zu erwähnen ist ein Gutachten des Amtes in einer Klagesache über die Lieferung von Portlandzement, der den Normen nicht entsprechen sollte, in welchem die Möglichkeit verneint wurde, solche Mängel sofort beim Kauf zu erkennen, vielmehr zur Feststellung der Mängel eine Zeit von 5—6 Wochen als erforderlich bezeichnet wurde, da die Prüfung nach den Normen schon allein 28 Tage erfordert. Es ist das eine Frage, die bei einer Reform der Verkaufsbedingungen für Portlandzement eine wichtige Rolle gespielt hat. Zahlreich waren die Versuche mit Betonmischungen, die meist auf ihre Druckfestigkeit geprüft wurden. Besonders umfangreich waren die für eine Behörde ausgeführten Versuche mit verschiedenen Zementen und Kiesen, auf Grund von deren Ergebnissen dann erst die betr. Behörde die Ausführungsbedingungen für die Betonarbeiten aufstellte und Entscheidungen über die Abnahme der angebotenen Baustoffe traf. Das Amt empfiehlt ein solches Verfahren allgemein zur Nachahmung. Von besonderem Interesse sind die Untersuchungen, die sich auf die Zerstörungserscheinungen an Betonbauwerken beziehen, die sich teils auf die Baustoffe selbst, auf Fehler bei der Ausführung, auf Gipswirkung (bei Kühltürmen), auf Einfluß des Grundwassers, auf Einwirkung von Frost auf durchnässten, noch nicht genügend erhärteten Beton usw. zurückführen lassen. Belastungs- und Brandproben wurden mit Rücksicht auf das Ruben der Bautätigkeit nur ganz vereinzelt durchgeführt.

Außer den von Behörden und Privaten beantragten Versuchen wurden auch solche im wissenschaftlichen Interesse ausgeführt. Das Amt beteiligte sich ferner an den Arbeiten des Ausschusses für die Revision der Normen des „Vereins deutscher Portland-Cement-Fabrikanten“, des „Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“, ferner an den i. A. des preuß. Ministers der öffentl. Arbeiten durchgeführten Seewasserversuchen und den i. A. des „Vereins deutscher Hochofenzementwerke“ begonnenen Versuche mit Hochofenzement, namentlich auch über den vergleichweisen Einfluß des Ablagerns von Portland-, Eisenportland-, und Hochofen-Zement auf die Erhärtungsfähigkeit. Der „Deutsche Verband für die Materialprüfungen der Technik“ nahm das Amt bei den Versuchen über Gesteinsverwitterungen in Anspruch. Im übrigen sei auf den Bericht selbst verwiesen.

Aus dem von Hrn. Geh. Reg.-Rat Prof. Rudeloff erstatteten Bericht der Abteilung I für Metallprüfung sind auch noch Knickversuche mit Eisenbeton-Säulen mit Gußeisenbewehrung zu erwähnen, die erkennen lassen, daß die Druckfestigkeit des Verbundkörpers nicht allgemein durch Summierung der Einzel- festigkeiten der in ihnen vereinigten Baustoffe berechnet werden kann, sondern abhängig ist von dem jeweiligen Verlauf der Dehnungskurven (Beziehungen zwischen Belastung und Stauchung). Der so berechnete Wert nähert sich der wirklichen Festigkeit aber um so mehr, je besser die Bruchstauchungen für die Längeneinheit der vereinigten Baustoffe mit einander übereinstimmen. Bei Gußeisenbeton ist daher dessen Druckfestigkeit bei demselben Gußeisen von der Zusammensetzung und dem Alter des Betons, und bei demselben Beton von der Stauchbarkeit des Gußeisens abhängig. Weitere Versuche dieser Abteilung betrafen Druckversuche mit Gelenksteinen aus Eisenbeton unter Ermittlung der elastischen und gesamten Längenänderung und Querdehnungen beider Steine an verschiedenen Stellen; ferner den Wider-

stand gegen Herausziehen von Schwellenschrauben aus Asbeston, die für die Frage des Ersatzes von Eisenbahn-Holzschwellen durch Betonschwellen von Interesse sind. —

Fünfzigjährige Tätigkeit in der Zementindustrie. Kommerzien-Rat Paul Wigand in Schelklingen bei Ulm a. D., Vorstand der Stuttgarter Immobilien- und Baugeschäft-Akt.-Ges. und Direktor der Stuttgarter Zementfabrik Blaubeuren blickt diesen Monat auf fünfzig Jahre einer ausschließlich der Zementfabrikation gewidmeten Zeit zurück, einer Zeit ungemein reich an Mühe und Arbeit, und gekrönt von schönstem Erfolg. Wigand trat i. J. 1868 als junger Kaufmann in die Zementfabrik Gebr. Leube in Ulm a. D. ein und war den Fabrikanten Dr. Gustav Leube senior und junior ein treuer, unermüdlicher Mitarbeiter. Wigand erwarb sich frühzeitig die zur Zementfabrikation nötigen Kenntnisse in Chemie und Technik und übernahm bei der Vereinigung der Ulmer Werke von Gebr. Leube mit der Stuttgarter Aktien-Gesellschaft die Leitung der Zementfabriken, zu deren Vergrößerung er seine ganze Kraft einsetzte; deren heutiger vorbildlicher Betrieb ist sein Werk. Das volle Vertrauen und die aufrichtige Verehrung, deren sich Wigand bei allen Fachgenossen erfreut, sind ein Beweis der allgemeinen Anerkennung seiner ersprießlichen Arbeit. Auch von dieser Stelle sei ihm herzlicher Glückwunsch zu der seltenen Feier dargebracht. —L.—

Mitteilungen aus dem Eisenbeton-Schiffbau in England. Die „Institution of Naval Architects“ beschäftigte sich in ihrer letzten Jahres-Versammlung auch eingehender mit dem Bau von Eisenbetonschiffen, der bei dem derzeitigen Mangel an Stahl und gelernten Arbeitskräften in allen Ländern mit Hochdruck aufgenommen worden ist. Namentlich ein Vortrag von W. Pollock, der in der Zeitschrift „Engineering“ vom 5. und 12. April d. J. mit Abbildungen zum Abdruck gekommen ist, enthält eine Reihe bemerkenswerter Angaben, die Gewichtsvergleiche usw. zwischen Eisenbeton-, Holz- und Stahlschiffen gestatten. (Ein kurzer Auszug mit einigen Abbildungen in No. 26 der „Schweizer-Bauzeitung“ vom 29. 1918 und ein abbildungsloser Bericht in Heft 12 der „Mitteilungen des Archivs für Schiffbau und Schifffahrt“ vom 15. Juni 1918, auf die wir uns z. T. bei nachstehenden Ausführungen stützen).

Während die Mehrzahl der bisher gebauten Eisenbetonschiffe einige hundert Tonnen Ladegewicht nicht überschreitet, hat die San Francisco Shipbuilding Co. bekanntlich vor einiger Zeit einen Eisenbeton-Frachtdampfer für die Küstenfahrt von 4500 t Ladefähigkeit gebaut, der bei 102 m Länge, 13,7 m Breite, 9,4 m Schiffsraumtiefe und 7,3 m Tiefgang eine Wasserverdrängung von 7150 t besitzt und mit einer Maschinenanlage von 1700 PS. ausgestattet worden ist. (Vergl. Eng. News vom 17. 1. 1918). Dieser „The Faith“ benannte Dampfer soll sich auf seiner ersten Fahrt bei starkem Sturm gut bewährt haben. Dieselbe Gesellschaft soll noch größere Eisenbetonschiffe im Bau haben. Pollock schätzt aber das Gewicht der Eiseneinlagen so großer Schiffe auf 75 % des Gewichtes eines Stahlschiffes gleicher Tragfähigkeit und betrachtet ein 2000 t-Schiff als die wirtschaftliche obere Grenze. Annähernd gleiches Gewicht sei anzustreben und ein Eisenverbrauch für die Bewehrungen von nicht mehr als $\frac{1}{4}$ — $\frac{1}{5}$ des Gewichtes eines entspr. Stahlschiffes. Die tatsächlichen Zahlen stellen sich allerdings nach den bisherigen Ausführungen wesentlich anders. Für ein 300 t-Schiff gibt Pollock das Gewicht 130 % höher als beim Stahlschiff an, bei 40 % größerer Wasserverdrängung und linearer Vergrößerung der Abmessungen um 12—14 %. Für ein 1000 t-Schiff stellen sich diese Zahlen günstiger für das Eisenbetonschiff zu 90—100, 25 und 7 %. Im Einzelnen gibt Vortragender folgenden Vergleich für ein Schiff von 300 t-Tragfähigkeit zwischen Eisenbeton, Holz und Stahl:

Zahlenangaben für	Eisenbeton	Holz	Stahl
Länge	38 m	33 m	32 m
Breite	7,6 „	7,2 „	6,4 „
Seitenhöhe	3,6 „	3,23 „	3,48 „
Tiefgang hinten	3,13 „	3,13 „	3,13 „
Wasserverdrängung	640 t	495 t	455 t
Bauzeit (Monate)	4	8	6
Stahlgewicht	28,5 t	15 t	110 t
Reines Schiffskörpergewicht	290 t	140 t	120 t

Die Kosten für den Schiffskörper stellen sich nach dem Vortragenden z. Zt. nach dem Einheitsbau für das Eisenbetonschiff um rd. 20 % niedriger als für ein Stahlschiff, um 10 % billiger als für ein Holzschiff gleicher Tragfähigkeit. Allerdings werden sich die Kosten der Maschinenanlage wegen der höheren Wasserverdrängung höher stellen.

Bezüglich der Ausführung empfiehlt Redner die Herstellung in einem Dock, da der Stapellauf das Schiff be-

sonders ungünstig beansprucht und daher beim Bau auf dem Helling sich die Bauzeit verlängert. Das gilt namentlich für den Längsablauf, für den eine Erhärtungszeit des gegossenen Schiffes von 2—3 Monaten für erforderlich gehalten wird. Bei der Herstellung im Einheitsbau wird die Ausbildung der Formen aus einem dauerhafteren Baustoff als Holz, aus Gußeisen oder gepreßtem Stahl empfohlen. Die Teile seien dabei so zu bemessen, daß sie unter dem Druck des flüssigen Betons keine stärkere Durchbiegung als $\frac{1}{300}$ erfahren.

Vergleichende Angaben für ein Schiff für etwa 6000 t Tragfähigkeit bei gleichen Abmessungen für Stahl und Eisenbeton gab ein anderer Redner, Major Maurice Denny. Er gibt an:

Zahlenangaben für	Stahl	Eisenbeton
Länge	114 m	114 m
Wasserverdrängung	9000 t	9000 t
Stahlgewicht	1920 t	680 t
Betongewicht	—	2470 t
Holz und Ausrüstung	400 t	350 t
Maschinenanlage	570 t	570 t
Leergewicht also	2890 t	4070 t
Ladegewicht	7010 t	5830 t

Das Gewicht des nackten Schiffkörpers wird hier also nur zu 65 % höher angegeben als das des Stahlschiffes gleicher Abmessung, das voll ausgerüstete Schiff 40 % schwerer. Das Stahlgewicht für die Bewehrung ist nur 35 % desjenigen des Stahlschiffes. Der Verlust an Ladegewicht beträgt aber 17 %. Redner nimmt an, daß der Eisenbeton das Stahlschiff in Zukunft nicht werde verdrängen können, wenn es nicht möglich sei, den Schiffskörper etwa zum selben Preise herzustellen. Eine Zukunft will er dem Eisenbetonschiff vor allem nur da zuerkennen, wo es auf große Dauerhaftigkeit ankommt, also beim Bau von Leuchtschiffen, Schwimmdocks, Landungsspontons, Wohn-, Lager- und ähnlichen Schiffen. Auch dieser Redner empfiehlt den Bau im Dock. Als Mindestwandstärke zur Aufnahme des Wasserdruckes gibt er für ein 1000 t-Schiff bei 0,90 m Abstand der Spanten 8 cm an.

Einen weiteren Vergleich zwischen Holz, Stahl, Eisenbeton gibt der erwähnte Aufsatz in der „Schweizer-Bauzeitung“ nach „Engineering“ vom 29. 3. 18 an. Es handelt sich um einen von der Ferro Concrete Ship Construction Comp., Barrow in Furness, gebauten Frachtdampfer von 1050 t Ladefähigkeit bei 62,5 m Länge, 9,7 m Breite, 5,9 m Höhe und 2130 t Wasserverdrängung. Die Vergleichszahlen sind folgende:

Gewicht eines Schiffes aus	Eisenbeton	Holz	Eisen
Eisengewicht der Schale . . t	170	130	405
Uebriges Schalenmaterial . . t	780	870	70
Maschine und Kessel . . . t	75	75	75
Ausrüstung t	65	65	40
Tragfähigkeit t	1050	1050	1050
Wasserverdrängung t	2140	2190	1640

Das ges. Schalengewicht ist also beim Eisenbeton hier um genau 100 % höher als beim Eisen, aber noch um ein geringes niedriger als beim Holz. Die Wasserverdrängung ist um 30 % höher beim Eisenbeton gegenüber dem Eisen, nahezu dieselbe wie bei Holzbau. Das Schalengewicht des Eisenbetonschiffes steht nicht viel hinter dem Ladegewicht zurück. —

Bezüglich des amerikanischen Eisenbeton-Schiffbaues ist oben schon ein Frachtdampfer von 4500 t erwähnt. Wie wir der Zeitschrift „Zement“ entnehmen, hat das Schiffsahrtsamt der Vereinigten Staaten beschlossen, sofort 14 Tankschiffe für Petroleum von zus. 12500 t aus Eisenbeton zu erstellen. In New York hat sich außerdem eine Tochtergesellschaft der norwegischen Fougner-Gesellschaft gebildet, die auf Grund eines Wettbewerbes für Januar d. J. einen Vertrag mit der Regierung über den Bau von 6 Stahlbetonschiffen von je 3500 t abgeschlossen hat, die nach der Bauweise Fougner zur Ausführung kommen sollen. —

Daß auch in Deutschland der Bau von Eisenbeton-Schiffen von einer ganzen Reihe von Sonderfirmen mit Nachdruck aufgenommen worden ist, darf als bekannt vorausgesetzt werden. Wenn auch nach dem Kriege die Material- und Preisverhältnisse sich wieder anders gestalten werden, dürfte der Eisenbeton doch auch auf diesen Gebiete festen Fuß gefaßt haben. —

Inhalt: Getreidesilo der Kunstmühle Rosenheim A.-G. in Rosenheim. — Statische Berechnung eines Zweigelenkrahmens mit geknickter Balkenachse. — Vermischtes. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin.
Buchdruckerei Gustav Schenck Nachf. P. M. Weber in Berlin.

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

15. Jahrgang 1918.

№ 14.

Neuere Silo-Ausführung für die Thomasschlackenmehl-Industrie.

Von Ober-Ing. Oskar Muy in Neustadt a. d. Haardt.



em Eisenbeton wurden während der verfloßenen Kriegsjahre auf allen Gebieten des Bauwesens zum Teil ganz hervorragende Aufgaben gestellt. Hierher gehört auch der von der Wayss & Freytag A.-G. ausgeführte, vom Verfasser konstruierte Eisenbetonsilo im westlichen Industriegebiet, der zur

in Eisenbeton mit dachartigem oberem Abschluß hergestellt. Die Berechnung des letzteren, welche später gezeigt wird, mußte wegen der gewaltigen Belastung von rd. 25 t/qm ganz besonders eingehend durchgeführt werden.

Die Umfassungswände des Silos sind wegen des großen Seitendruckes des Füllgutes in sorgfältiger Weise als Rippenstützwände ausgebildet. Zur Verringerung des Seitendruckes sind die Wände nach außen mit starkem Anzug versehen. Die Rippen sind 3,75 m von einander entfernt und in der Fundamentplatte verankert.

Lagerung von Thomasschlackenmehl dient, 35000 t faßt und nachstehend näher beschrieben werden soll.

Allgemeine Anordnung. Das Bauwerk wurde Anfang 1915 in Angriff genommen und Ende desselben Jahres fertiggestellt. Es ist ein typischer Großraumsilo mit 35 000 t Inhalt, den die Abbildungen 1—4 a. f. S. in der Ansicht, im Grundriß, Längs- und Querschnitt veranschaulichen. Nach mehreren Probe-Entwürfen ergab sich die ausgeführte Lösung als die zweckmäßigste konstruktive Anordnung.

Ueber einer Grundfläche von 50/35 m erhebt sich der insgesamt 21,75 m hohe mit einem Bogendach abgeschlossene Silobau. Da in einer Tiefe von 1 m unter Gelände bereits Grundwasser vorhanden war, wurde die Gründung nur bis zu dieser Tiefe mittels einer durchlaufenden Eisenbeton-Fundamentplatte ausgeführt. Der Silo ist durch eine Mittelwand in 2 Kammern geteilt, die je durch 2 obere Transport-Schnecken beschickt und durch 2 untere Abzugskanäle entleert werden. Damit das Füllgut in letztere restlos abgezogen werden kann, mußten die geneigten Siloböden entsprechend hoch angelegt werden. Es wurde dies konstruktiv am einfachsten dadurch erreicht, daß über der 50 cm starken Fundamentplatte Magerbeton mit Schlackensteineinlagen aufgebracht wurde. Der obere Nutzboden ist 20 cm stark in besserer Mischung und mit Eisen-einlagen ausgeführt. Die Abzugskanäle sind in Verbindung mit der Fundamentplatte 40 cm stark

Statische Untersuchung. Die Berechnung und Konstruktion der Stützwand erfolgte in sorgfältiger Weise unter weitgehenden Sicherheitsannahmen. Durch eigene Messungen wurde das Gewicht des Thomasmehles zu 2000 kg/cbm und der Böschungswinkel φ zu 35° festgestellt. Der günstige Einfluß der Reibung des Materiales an den Wänden wurde vernachlässigt.

a. Bodendruck unter der äußeren Querwand (Abb. 5, S. 87). Es wurde ein Rippenausschnitt von 3,75 m Länge und 7,8 m Tiefe untersucht. Der größte Bodendruck tritt bei voller Füllung des Silos ein und zwar unter der ungünstigen Annahme, daß der Seitendruck des Füllmaterials auf eine 13 m hohe senkrechte Rückenfläche zur Wirkung kommt. Das ergibt für die Mittelkraft des Bodendruckes eine ungünstigere Lage, als wenn der Seitendruck normal zur schrägen Wand in

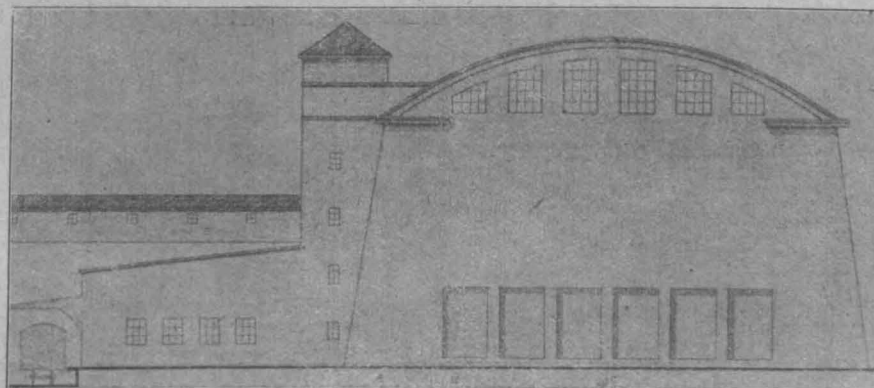


Abbildung 1. Giebelansicht des Thomasschlackenmehl-Silos.

Rechnung gesetzt wird. Der gesamte Seitendruck bestimmt sich somit nach Abbildung 5 für $h = 13 \text{ m}$ und $b = 3,75 \text{ m}$ rechnerisch zu

$$E = \frac{1}{2} \gamma \cdot h^2 \cdot \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) \cdot b$$

$$= \frac{1}{2} \cdot 2,0 \cdot 13,0^2 \cdot \tan^2(45^\circ - \frac{35}{2}) \cdot 3,75 = 172 \text{ t.}$$

Das Eigengewicht der zugehörigen Stützwand, bestehend aus Rippe, Außenwand, Füllbeton, Fundament-Platte mit Betonunterlage und Kanalwand sowie einschließlich Schlackenmehlfüllung beträgt $873,9 \text{ t}$, worin die Hälfte des auf den Kanal entfallenden Füllgutes inbegriffen ist. Wie aus dem Grundriß zu ersehen ist, ist die Rippe innerhalb des Füllbetons bis zur Kanal-

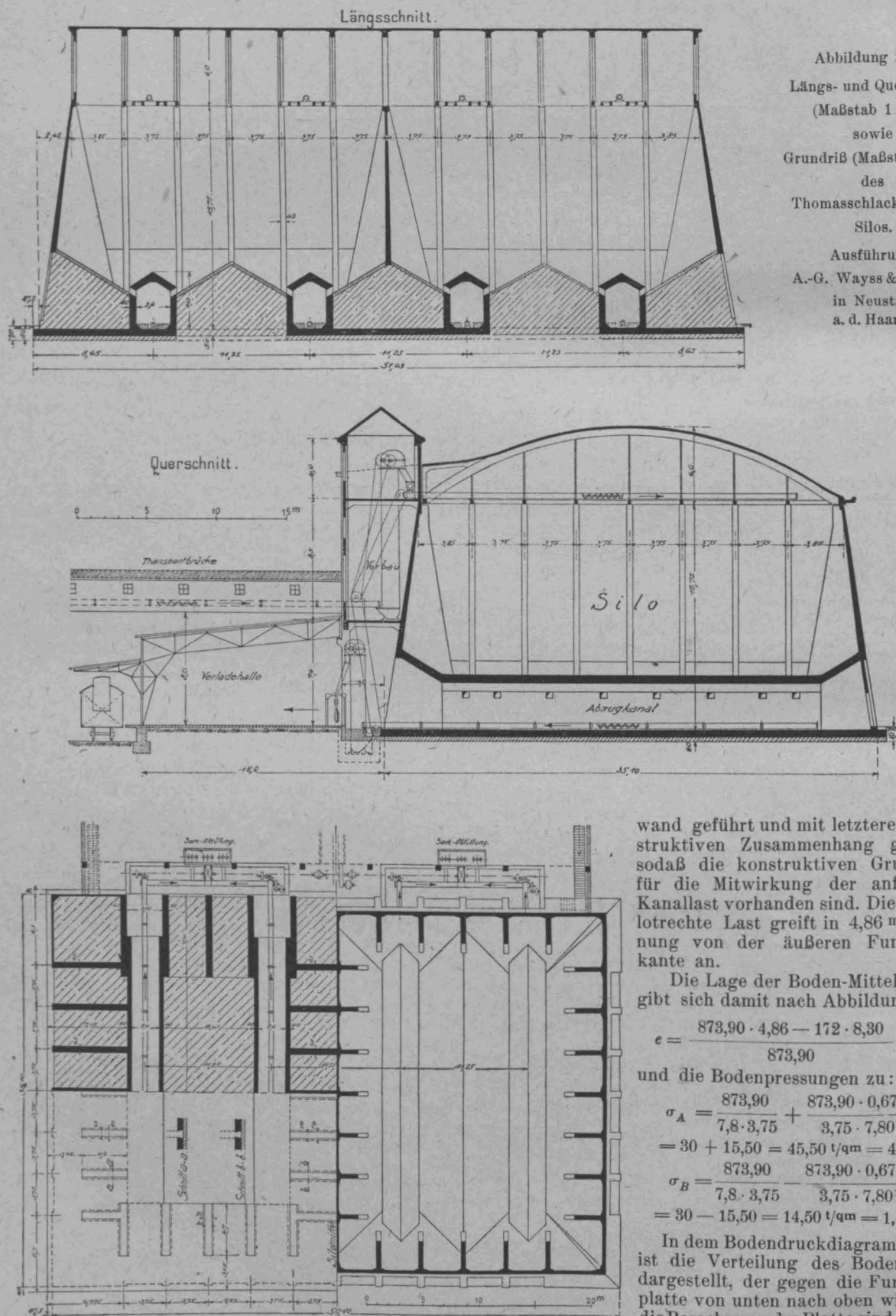


Abbildung 2—4.
Längs- und Querschnitt
(Maßstab 1:400),
sowie
Grundriß (Maßstab 1:500)
des
Thomasschlackenmehl-
Silos.
Ausführung:
A.-G. Wayss & Freytag
in Neustadt
a. d. Haardt.

wand geführt und mit letzterer in konstruktiven Zusammenhang gebracht, sodaß die konstruktiven Grundlagen für die Mitwirkung der anfallenden Kanallast vorhanden sind. Die gesamte lotrechte Last greift in $4,86 \text{ m}$ Entfernung von der äußeren Fundamentkante an.

Die Lage der Boden-Mittelkraft ergibt sich damit nach Abbildung 5 zu:

$$e = \frac{873,90 \cdot 4,86 - 172 \cdot 8,30}{873,90} = 3,23 \text{ m}$$

und die Bodenpressungen zu:

$$\sigma_A = \frac{873,90}{7,8 \cdot 3,75} + \frac{873,90 \cdot 0,67 \cdot 6}{3,75 \cdot 7,80^2} = 30 + 15,50 = 45,50 \text{ t/qm} = 4,55 \text{ kg/qcm}$$

$$\sigma_B = \frac{873,90}{7,8 \cdot 3,75} - \frac{873,90 \cdot 0,67 \cdot 6}{3,75 \cdot 7,80^2} = 30 - 15,50 = 14,50 \text{ t/qm} = 1,45 \text{ kg/qcm.}$$

In dem Bodendruckdiagramm Abb. 5 ist die Verteilung des Bodendruckes dargestellt, der gegen die Fundamentplatte von unten nach oben wirkt. Für die Berechnung der Platte sind nun hiervon die in den einzelnen Belastungsstreifen von oben nach abwärts wirkenden senkrechten Lasten in Abzug zu bringen,

Oben: Wagrechter Schnitt durch die Abzugskanäle.
Unten: Grundriß der Fundamentplatte.

Wagrechter Schnitt durch den Silo.

womit die wirkliche in Rechnung zu setzende Belastung der Platte verbleibt. Die schraffierte Fläche im Druckdiagramm stellt somit die spezifische Belastung der Platte dar. Sie wirkt, je nachdem die Bodenreaktion von unten oder die senkrechte Last von oben überwiegt, zum Teil als Druck von unten, zum Teil als Belastung von oben auf die Fundamentplatte.

Abb. 6, S. 88 zeigt die Bewehrung der letzteren. Die unteren und oberen Bewehrungszonen übergreifen sich am Übergange zwischen oberer und unterer Belastung der Sicherheit halber reichlich. Die Platte ist mit $\frac{pl^2}{24}$ berechnet, wobei

für 1 wegen der vollkommenen Einspannung durch die voutenartigen Anschlüsse an die starken Rippen mit der lichten Weite zwischen letzteren gerechnet ist.

b. Bodendruck unter der Längswand. Für eine Rippeneinheit ergeben sich nach Abbildung 7 die angreifenden Lasten und die daraus entstehenden Bodendrucke und Belastungsflächen für die Fundamentplatte. Die Verhältnisse sind von denen der Querwand unter a nicht wesentlich verschieden. Die Bodenpressungen sind 4,43 bzw. 1,9 kg/qcm.

c. Bodendruck unter der mittleren Querwand. Abbildung 8 zeigt die Ergebnisse bei einseitiger Füllung, welche für die auftretenden Biegemomente in der Platte allein in Betracht kommt. Die Mittelkraft geht durch die Mitte der Bodenfuge und erzeugt daher eine überall gleiche Bodenpressung von 2,37 kg/qcm. Nach Abzug der spezifischen Vertikaldrucke verbleibt wiederum das schraffierte Druckdiagramm, welches die Biegemomente in der Fundamentplatte erzeugt. Da die Füllung der beiden Silohälften wechselseitig erfolgen kann, so ist die Platte in bezug auf die Mitte M symmetrisch zu bewehren.

d. Untersuchung der äußeren Wandrippen. Diese sind in die Fundamentplatte eingespannt und erhalten durch den Seitendruck des Füllmaterials ein Kragmoment, außerdem Beanspruchung durch Eigengewicht. Die Seitendrucke auf die Wandfläche und auf die 40 cm breite Rippenrückfläche sind getrennt berücksichtigt und in der Abbildung 9, die wir nachfolgen lassen, ermittelt worden. Der gesamte Wanddruck ergibt sich hiernach zu:

$$E_W = b \cdot \gamma \cdot \Delta \cdot a b c = 3,35 \cdot 2,0 \cdot \frac{4,9 \cdot 4,8}{2} = 81 \text{ t}$$

der Rippendruck zu:

$$E_R = b' \cdot \gamma \cdot \Delta \cdot a' b' c' = 0,40 \cdot 2,0 \cdot \frac{7,3 \cdot 7,10}{2} = 20,70 \text{ t}$$

Man ersieht hieraus die starke Zunahme des Druckes von der nach vorn geneigten Wand auf die nach hinten geneigte Rippe, sodaß er auf die Einheit der letzteren bereits mehr als den doppelten Betrag desjenigen der ersten ausmacht. Der starke Anzug der Wand hat damit in der größeren Wirtschaftlichkeit seine Begründung. —

(Schluß folgt).

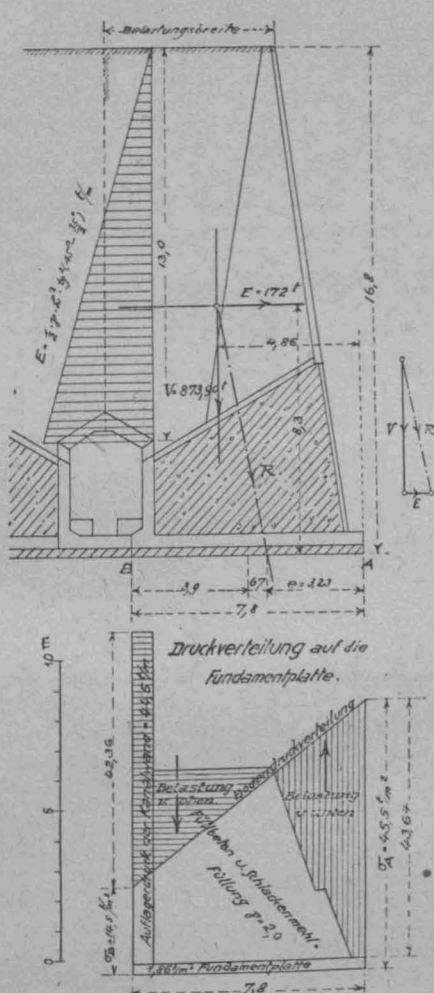


Abbildung 5. Bodendruck-Untersuchung unter der Querwand.

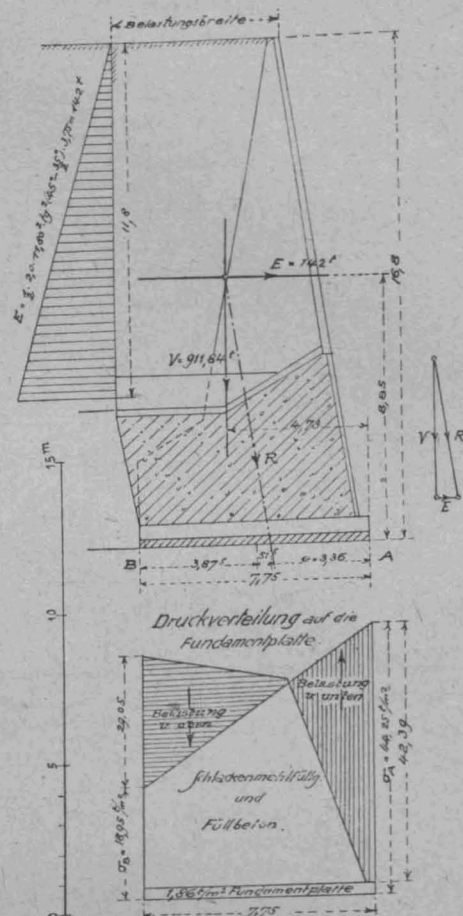


Abbildung 7. Bodendruck-Untersuchung unter der Längswand.

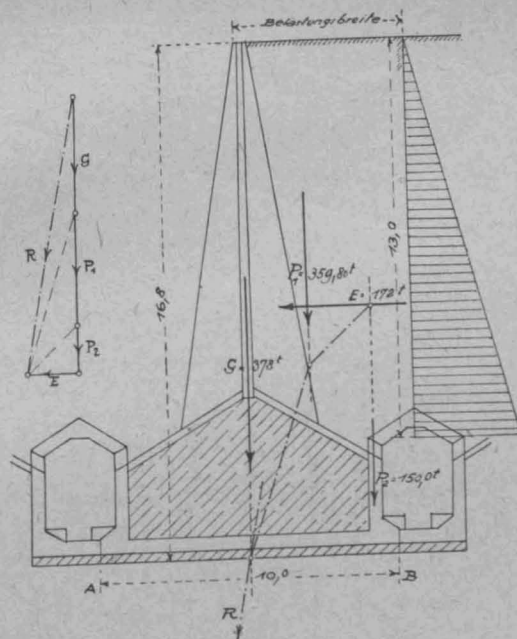
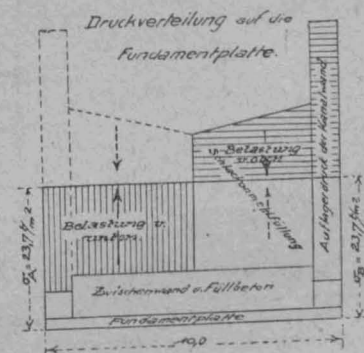


Abb. 8. Bodendruck-Untersuchung unter der Mittelwand.



Dünne Betondächer auf Eisenkonstruktion.

Von Dr.-Ing. Paul Müller in Dortmund.

Unter obiger Überschrift veröffentlicht Hr. Dr.-Ing. Kleinlogel in No. 11 und 12 d. J. der „Mitteilungen“ gelegentlich der Untersuchung der Gründe für die in einer großen Dachfläche aus eisenbewehrten Bimsbetonplatten auf eiserner Unterkonstruktion aufgetretenen Risse allgemein bei derartigen Bauten zu be-

achtende Regeln, welche, da sie meines Erachtens auf Ver-
kennung der eigentlichen Gründe für die Rißbildung in
diesem Einzelfalle fußen, nicht unwidersprochen bleiben
sollen. Zufälligerweise ist mir nämlich jenes Bauwerk be-
züglich seiner Herstellung und baulichen Durchbildung
genau bekannt. Ich will daher im Folgenden auf die von
Kleinlogel angeführten Punkte näher eingehen.

Zunächst gebe ich ohne weiteres zu, daß das Fehlen jeglicher Dehnungsfuge in der Dachhaut als ein Mangel bezeichnet werden muß. Keinesfalls jedoch sind hierauf die tatsächlich aufgetretenen hundert von Rissen zurückzuführen, wie Kl. gleich im Anfang seiner Ausführungen behauptet. Das Fehlen einer oder mehrerer Dehnungsfugen hätte höchstens zur Folge haben können, daß sich in der Dachhaut in gewissen ansehnlichen Abständen natürliche Dehnungsfugen in Form von Rissen und vielleicht auch zwischen diesen Hauptfugen hier und dort Nebenrisse gebildet hätten. Niemals aber konnten die Zerstörungen in so großer Zahl, wie geschehen, auftreten.

Der tatsächliche Grund für diese Erscheinung liegt einzig und allein in der zu großen Nachgiebigkeit der tragenden Eisenkonstruktion. Bei auftretenden stärkeren Windstößen kann man heute noch, wie einwandfreie Zeugen bekräftigen, feststellen, daß sich das Dach um viele Zentimeter seitlich und nach oben bzw. unten verschiebt, sodaß sich beispielsweise Arbeiter, welche Ausbesserungen

an der Innenseite der Dachfläche vornehmen sollten, weigerten, Leitern zu besteigen, welche von dem unter dem Dach fahrenden Kran gegen die Dachhaut gestellt waren, weil diese Leitern zu stark schwankten. Infolge dieser elastischen Formänderungen der Eisenkonstruktion geht die Dachhaut selbst in eine windschiefe Fläche über. Und diese fortwährenden Durchbiegungen nach oben und unten konnte der Beton natürlich nicht mitmachen, sondern riß an vielen Stellen. Ueber die Größe der hierbei im Beton aufgetretenen Spannungen Untersuchungen anzustellen, ist wegen der Unsicherheit dieser Rechnung zwecklos. Jedoch leuchten die oben angeführten Gründe für die Rißbildung auch ohne positive rechnerische Unterlagen ein, zumal, wenn man bedenkt, daß der Winddruck nicht als gleichmäßig verteilte ruhende Last wirkt, sondern sehr häufig in Form von Böen stoßweise auftritt und daher das Dach in Schwingungen versetzt, sodaß sich auch Wellental zu Wellental addieren kann. Die oben angeführte, m. E. einzig und allein für die Rißbildung maßgebende Ursache, nämlich die zu große Deformation der eisernen Unterkonstruktion, wird noch weiter dadurch bekräftigt, daß sich, wie ich im Folgenden beweisen werde, die von Kl. bezüglich der von ihm angenommenen Gründe durchgeführten Rechnungen sämtlich entkräften lassen, sodaß nur obiger Grund allein übrig bleibt. Kl. berechnet die Durchbiegung der eisernen Pfetten zu 1,88 cm und zwar die größte, überhaupt mögliche, vernachlässigt aber vollkommen die Formänderungen der Hauptbinder. Und gerade diese Durchbiegungen sind nach den oben erwähnten Zeugenaussagen beträchtlich. Ferner bringt er die über den Stoßstellen der Pfetten aufgetretenen Risse mit der Drehung der Pfetten-Enden in unmittelbaren Zusammenhang, und gibt somit selbst zu, daß Formänderungen der Tragkonstruktion als unmittelbare Ursache der Rißbildung an diesen Stellen in Frage kommen. Allerdings sind die dieser Rechnung zugrunde gelegten Annahmen äußerst ungünstig, sodaß diese Beweisführung nur beschränkte Gültigkeit hat. Ich führe sie auch nur an, um den ganzen Gedankengang von Kl. zu charakterisieren. Kl. nimmt an, daß die sich ergebende Verschiebung der oberen Pfetten-Enden von

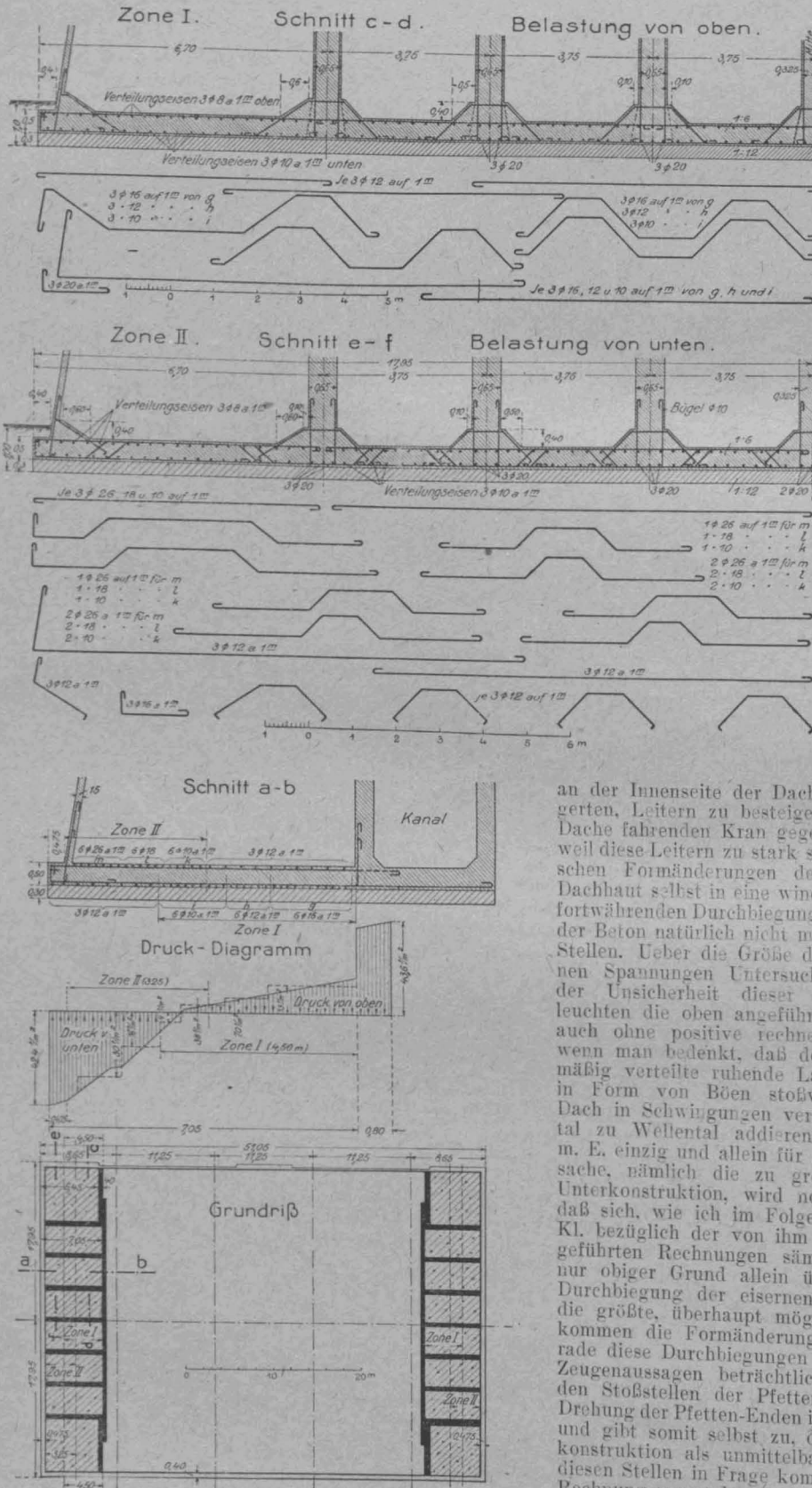
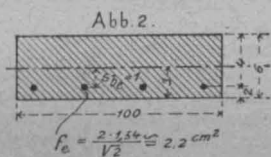
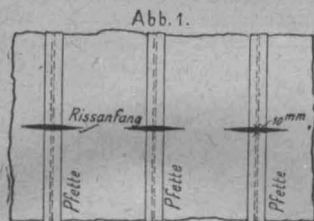


Abbildung 6. Bewehrung der Fundamentplatte.
Neuere Silo-Ausführungen
für die Thomasschlackemehl-Industrie.

0,03 mm von einem Betonstreifen von 10 mm Länge, d. h. nur von dem dem lichten Zwischenraum der Pfetten entsprechendem Stück aufgenommen werden soll, sodaß sich eine Dehnung von 0,3% ergibt. In Wirklichkeit muß sich diese Längenänderung jedoch auf eine viel größere Strecke verteilen, weil der Einfluß der Haftfestigkeit der Pfette auf die rechts und links neben ihr befindlichen Betonteile entsprechend der wachsenden Entfernung dieser Teile von ihr abnehmen, und auch für die unmittelbar oberhalb des oberen Flansches des Pfetteneisens liegenden Teile der Dachhaut eine gewisse Länge entlang der Pfette für die Deformation herangezogen werden muß, zumal sich über der Oberkante des I-Eisens eine Betonschicht von noch rd. 3 cm Stärke befindet. Es hätte sich somit nach dem Gedankengang von Kl. nur unmittelbar oberhalb und rechts und links neben der Pfette ein Rißanfang nach Skizze Abbildung 1 bilden können und zwar nur an den Stoßstellen der Pfetten. Sobald man eine Länge des Betonstreifens oberhalb der Pfette, der an der Längenänderung teilnimmt, von nur 200 mm annimmt, ermäßigt sich die Dehnung bereits auf 0,015%, also auf ein zulässiges Maß. Diese Länge von 200 mm dürfte aber bei einer Stützweite der Pfetten von 7500 mm nicht zu hoch gegriffen sein.



Bei den unter 3) ermittelten Schwindspannungen geht Kl. ferner von unzutreffenden Voraussetzungen seiner Rechnung aus. Er vernachlässigt nämlich vollständig die in der Bimsbetonplatte enthaltenen Eiseneinlagen und berücksichtigt nur die Pfetten-Querschnitte als sich dem Schwinden entgegensetzende Faktoren, während in Wirklichkeit nur die Eiseneinlagen der Platte infolge der Zusammenziehung des Betonträgers, des sog. Schwindens, gestaucht, d. h. auf Druck beansprucht werden, die Pfetten aber aus später dargelegten Gründen als Eiseneinlagen auszuscheiden sind. Untersucht man den in Abbildung 2 gezeichneten Platten-Querschnitt hinsichtlich der Schwindspannungen (vergl. die ausführliche Berechnung von Herzka in der Zeitschrift für Betonbau 1917, S. 73—79) so ergibt sich:

$$b = 100 \text{ cm}; h - a = 4 \text{ cm}$$

$$h = 6 \text{ cm}; a = 2 \text{ cm}$$

$f_e = 4 \Phi 7$ kreuzweise, d. h. senkrecht zur Zeichenebene wirksam $f_e = 2,2 \text{ cm}^2$. Hierbei ist angenommen, daß die

wagrechte Komponente y (siehe Abbildung 3) durch den Beton aufgenommen wird.

Es folgen mit den Bezeichnungen obiger Arbeit:

$$e_{ub} = e_b = 1 \text{ cm}; e_{cb} = 0$$

$$p_u = \frac{2,20 \cdot 100}{6,0 \cdot 100} = 0,367\% = p \quad p_o = 0; \mu = \frac{p_o}{p_u} = 0$$

$$s_{be} = \frac{e_{ub} - \mu \cdot e_{ob}}{1 + \mu} = 1 \text{ cm} = e_b$$

Das Kriterium für die Art der Schwindspannung am oberen Rand des Querschnittes ergibt:

$$b_o \leq \frac{J_b + n \cdot J_e}{F_b \cdot s_{be}} = \frac{\frac{1}{12} \cdot 100 \cdot 6^3 + 15 \cdot \frac{\pi}{64} \cdot 8 \cdot 0,7^4}{600 \cdot 1} = 3,002$$

$b_o = 3 \text{ cm}$; $3 < 3,002$, d. h. es treten am oberen Rand Zugspannungen auf, die indessen wegen der geringen Abweichung zwischen den Zahlen 3 und 3,002 in der Nähe von Null liegen müssen. In der Tat ergibt die weitere Rechnung:

$$s_{bu} = \frac{0,01 \cdot n \cdot p_u (1 + \mu) \cdot s_{be}}{1 + 0,01 \cdot n \cdot p_u (1 + \mu)} = \frac{0,01 \cdot 15 \cdot 0,367 \cdot 1}{1 + 0,01 \cdot 15 \cdot 0,367} \approx 0,052$$

$$s_{bi} = \frac{F_b \cdot s_{be}}{F_b + n \cdot f_e} = \frac{600 \cdot 1}{600 + 15 \cdot 2,2} \approx 0,948$$

$$s_{bu} + s_{bi} = s_{be} \text{ nämlich } 0,052 + 0,948 = 1.$$

$$b_{oi} = b_o + s_{bu} = 3 + 0,052 = 3,052 \text{ cm}$$

$$b_{ui} = b_u - s_{bu} = 3 - 0,052 = 2,95 \text{ cm}$$

$$e_{ui} = 1,0 - s_{bu} = 1 - 0,052 = 0,95 \text{ cm} = e_i$$

$$J_{be} = J_b + n \cdot J_e = \frac{1}{12} \cdot 100 \cdot 6^3 + 15 \cdot \frac{\pi}{64} \cdot 8 \cdot 0,7^4 \approx 1801,4 \text{ cm}^4$$

$$i^2 = \frac{J_b}{F_b} = \frac{1800,0}{600,0} = 3 \text{ cm}^2$$

$$J_i = J_b + \frac{0,01 \cdot n \cdot p \cdot F_b}{1 + 0,01 \cdot n \cdot p} = 1800 + \frac{0,01 \cdot 15 \cdot 0,367 \cdot 600}{1 + 0,01 \cdot 15 \cdot 0,367} = 1831,3 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bi} = \frac{0,01 \cdot p}{1 + 0,01 \cdot n \cdot p} \cdot \beta \cdot E_e = \frac{0,01 \cdot 0,367}{1 + 0,01 \cdot 15 \cdot 0,367} \cdot 210000 \cdot 0,0003 = 2,19 \text{ kg/cm}^2$$

Hierbei ist das Schwindmaß des Betons zu 0,0003 angenommen. Es folgt weiter:

$$c_{bi} = \frac{J_i}{F_b \cdot e_b} = \frac{1831,3}{600 \cdot 1,0} \approx 3,06 \text{ cm}$$

$$\sigma_{ei} = \frac{100}{p} \cdot \sigma_{bi} = \frac{100}{0,367} \cdot 2,19 = 597 \text{ kg/cm}^2$$

$$c_{ei} = \frac{J_i}{n \cdot f_e \cdot e_b} = \frac{1831,3}{15 \cdot 2,2 \cdot 1,0} = 55,6 \text{ cm}$$

und es ergeben sich schließlich für die Rand- und Eisen- spannungen die Werte:

$$\sigma_{bo} = \sigma_{bi} \left[1 - \frac{b_{oi}}{c_{bi}} \right] = 2,19 \left[1 - \frac{3,052}{3,06} \right] \approx +0,003 \text{ kg/cm}^2 \text{ Zug}$$

$$\sigma_{bu} = \sigma_{bi} \left[1 + \frac{b_{ui}}{c_{bi}} \right] = 2,19 \left[1 + \frac{2,95}{3,06} \right] \approx +4,3 \text{ kg/cm}^2 \text{ Zug}$$

$$\sigma_{eu} = -\sigma_{ei} \left[1 - \frac{e_i}{c_{ei}} \right] = -597 \left[1 - \frac{0,95}{55,6} \right] = -586 \text{ kg/cm}^2 \text{ Druck.}$$

Diese Zahlen beweisen, daß der Beton infolge der Schwindspannungen niemals an der Oberfläche hätte reißen können. Auch selbst bei Annahme des sehr hohen Schwindkoeffizienten von $\beta = 0,0005$ ergibt sich an der Unterseite erst eine Betonzugspannung von

$$\sigma_{bu} = \frac{4,3}{3} \cdot 5 \approx 7,2 \text{ kg/cm}^2, \text{ also ein noch zulässiges Maß.}$$

Nimmt man ferner als weiteren ungünstigen Umstand an, daß die Eisenanlagen wegen nicht genügender sorgfältiger Ausführung stellenweise mit dem Schwerpunkt der reinen Betonfläche zusammenfallen sollen, so ergibt sich für die Betonzugspannung bei $\beta = 0,0003$

$$\sigma_{bo} = \sigma_{bu} = \frac{f_e}{F_b + n f_e} \cdot \beta \cdot E_e = \frac{2,2}{600 + 15 \cdot 2,2} \cdot 0,0003 \cdot 2,1 \cdot 10^6$$

$$\sigma_{bo} = \sigma_{bu} = 2,19 \text{ kg/cm}^2 \text{ Zug}$$

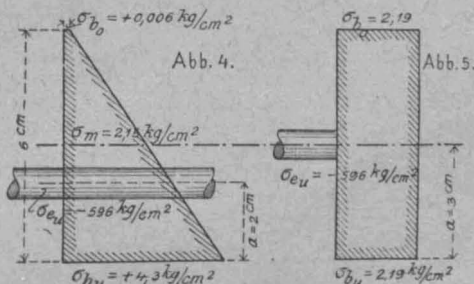
$$\sigma_{eu} = \frac{2,19}{2,2} \cdot 600 = 596 \text{ kg/cm}^2 \text{ Druck}$$

und bei $\beta = 0,0005$

$$\sigma_{bo} = \sigma_{bu} = \frac{2,19}{3} \cdot 5 \approx 3,65 \text{ kg/cm}^2 \text{ Zug}$$

$$\sigma_{eu} = \frac{3,65}{2,2} \cdot 600 \approx 995,0 \text{ kg/cm}^2 \text{ Druck.}$$

Im ersteren Fall, nämlich bei einem Abstand der Mittelpunkte der Eisenanlagen von der Unterkante des Betons von $a = 2 \text{ cm}$ ergibt sich ein Spannungsbild nach Abbildung 4, während bei $a = 3 \text{ cm}$ dasjenige der Abbildung 5 maßgebend ist und zwar in beiden Fällen für $\beta = 0,0003$.



Selbstverständlich ist in beiden Fällen der Flächeninhalt der Abbildung 4 gleich demjenigen der Abbildung 5;

außerdem stimmen natürlich die Spannungen der Eisenanlagen überein, da sein muß

$$h \cdot b \cdot \frac{\sigma_{b_o} + \sigma_{b_u}}{2} = f_e \cdot \sigma_{e_u}$$

Kontrolle: $\frac{4,3 + 0,006}{2} \cdot 6 \cdot 100 \approx 2,2 \cdot 596$

Untersucht man die Gleichung, welche über den Sinn des Vorzeichens der Spannung am oberen Betonrande Aufschluß gibt, näher, so erhält man bei Vernachlässigung des Trägheitsmomentes J_e gegenüber demjenigen der reinen Betonfläche, eine Annahme, welche für einfach bewehrte Querschnitte stets zulässig ist, weil hier die Schwerachse der Eisenanlagen $J_e - J_e$ innerhalb des Querschnittes der Eisen selbst liegt,

$$b_o = \frac{h}{2} < \frac{b h^3}{12} \cdot \frac{1}{b \cdot h \left(\frac{h}{2} - a \right)}, \text{ d. h.}$$

für $a < \frac{h}{3}$ tritt am oberen Rand stets Druck auf, für

$a = \frac{h}{3}$ wird diese Spannung gleich Null und geht für $a > \frac{h}{3}$ in eine Zugbeanspruchung über. Da im Allgemeinen die Entfernung des Schwerpunktes der Eisenanlagen von der Unterkante des Querschnittes kleiner als $\frac{h}{3}$ ist, so kann man allgemein sagen:

Bei normal einseitig bewehrten Platten treten an der nicht bewehrten Außenkante im Beton stets nur Druckspannungen infolge der Schwinderscheinungen des Betons auf.

Das Vorzeichen der Schwindspannungen allgemein hängt nur von der Entfernung des Schwerpunktes der Eiseneinlage vom unteren Betonrande ab.

Aus obigem geht hervor, daß die von Kl. errechnete Zugspannung an der oberen Seite der Betonplatte von 23 kg/cm^2 infolge der Schwinderscheinungen niemals entstehen und infolgedessen auch nicht die Veranlassung für die in dem Ruberoidbelag aufgetretenen Risse sein konnte. Alle hieran von Kl. geknüpften Betrachtungen sind somit hinfällig. Auch seine am Schluß in No. 11 ausgesprochene Ansicht über die Wirkungsweise der Pfetten als konzentrierte Eiseneinlage scheint mir irrig zu sein. Zunächst ist es natürlich ausgeschlossen, wie bereits oben erwähnt, bei der Ermittlung der Schwindspannungen die eigentlichen Eiseneinlagen des Betons auszuschalten und nur mit dem Pfettenquerschnitt zu rechnen, sondern man muß im Gegenteil die Pfetten ausschalten, weil diese infolge ihres Rostschutzanstriches gar keinen Verbund mit dem Beton eingehen und sich infolgedessen dem Schwinden nur unwesentlich widersetzen konnten. Aber auch selbst bei der Annahme einer Mitwirkung dieser Eiseneinlagen konnten niemals derartig hohe Zugspannungen oben auf der Dachhaut entstehen; in diesem Fall ergeben sich nämlich (vergl. das Spannungsbild der Abbildung 6) folgende Spannungen:

Statische Berechnung eines Zweigelenkrahmens mit geknickter Balkenachse.

Von Ob.-Ingenieur Hans Spiller. (Schluß.)

Beispiel. Statische Berechnung eines Dachbinders mit Zugband. (Hierzu Abbildung 5.)

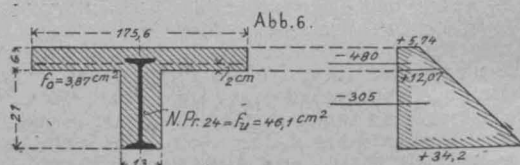
Die rechnerische Stützweite beträgt $9,3 \text{ m}$; der Binderabstand $3,7 \text{ m}$; das Dach besteht aus einer 8 cm starken Eisenbetonplatte mit doppelter Papplage. Die Platte ist über dem Binder durchlaufend über 5 Felder gespannt. Ihre Berechnung ist bei gleich bleibender Stützweite nach den Winkler'schen Tabellen gerechnet und bietet nichts Neues. Die Gesamtbelastung aus Eigengewicht, Schnee und Wind beträgt für den lfd. m-Binder $= 1675 \text{ kg}$. Ein einseitiger Winddruck ist nicht berücksichtigt, kann aber nach den vorliegenden Ableitungen ohne Schwierigkeit in Rechnung gestellt werden. Die Pfeilhöhe steht zur Systemlänge im Verhältnis $1/7$, sodaß $h = \frac{l}{4}$ wird. Sodann ist:

$$\text{der Horizontalschub } H = \frac{5}{32} \cdot \frac{g \cdot l^2}{l} = \frac{5}{8} \cdot q \cdot l$$

$$= 0,625 \cdot 9,30 \cdot 1675 \approx 9760 \text{ kg.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{b_o} = 5,74 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_{b_u} = 34,2 \text{ "} \end{array} \right\} \text{Zug} \quad \left. \begin{array}{l} \sigma_{e_u} = 305 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_{e_o} = 480 \text{ "} \end{array} \right\} \text{Druck.}$$

Demnach für σ_{b_o} ein wesentlich kleinerer Wert als der von Kl. berechnete von 23 kg/cm^2 .



Als Kontrolle folgt, daß die Summe der + und - Spannungen einander gleich sein muß, nämlich

$$305 \cdot 46,1 + 480 \cdot 3,87 \approx \frac{5,74 + 12,07}{2} \cdot 175,6 + \frac{12,07 + 34,2}{2} \cdot 13,21.$$

Die an der Unterkante des Betons rechnerisch sich ergebende Zugbeanspruchung von $34,2 \text{ kg/cm}^2$ hätte unbedingt eine Reißbildung an dieser Stelle bzw. in unmittelbarer Nähe zur Folge haben müssen. In Wirklichkeit sind indessen die Vouten unbeschädigt geblieben, sodaß diese Tatsache als unmittelbarer Beweis für das Nichtmitwirken der Pfetten als Eiseneinlagen des Betonkörpers während des Schwindens anzusehen ist.

Was schließlich die Einwirkung der Temperaturschwankungen anlangt, habe ich bereits im Anfang zugegeben, daß die Anordnung von Dehnungsfugen selbstverständlich die Bildung von Rissen in gewissen größeren Abständen verhindert hätte, daß aber auch ebenso selbstverständlich das Fehlen jeglicher Dehnungsfuge nicht die Ursache der vielen hundert aufgetretenen kleinen Risse sein konnte. Nach Kl.'s Ansicht müßte es schlechterdings überhaupt unmöglich sein, derartig dünne Dachplatten von größerer Stützweite als 1 m auszuführen, da bereits bei einer Temperaturdifferenz von $\pm 25^\circ \text{ C.}$ eine Längenänderung von $\pm 0,25 \text{ mm}$ sich ergibt, also ein Maß, welches nach Kl. bereits zu Rissen führen muß. Nun gibt es aber meines Wissens eine ganze Anzahl derartiger Konstruktionen, welche bei viel größerer Stützweite und gleich ungünstigen Temperaturbedingungen unversehrt geblieben sind, z. B. befindet sich unmittelbar neben dem fraglichen Dach ein zweites Gebäude, welches genau dieselbe Bauart und dabei keine Risse aufweist, sodaß die Dehnungsfähigkeit des Betons doch wohl größer sein muß, als von Kl. angenommen. Denn eine verstärkte Eiseneinlage z. B. in Form eines Maschengewebes kann nicht rißverhindernd wirken, weil bei der hier vorhandenen Mehrstützenlagerung im Beton sowohl wie im Eisen die gleichen Längenänderungen auftreten müssen.

Da nun alle von Kl. angeführten Gründe für die Reißbildung sowohl einzeln als auch in ihrer Gesamtwirkung nicht in Frage kommen können, bleibt nur die bereits mehrfach erwähnte zu große Weichheit der eisernen Dachkonstruktion als Rißursache übrig, eine Tatsache, der Kl. selbst anscheinend volles Verständnis entgegen bringt, da er am Schluß seiner Ausführungen die Verwendung von fertigen Betonplatten empfiehlt, die mit ihren vielen Längs- und Quertugen den Bewegungen eiserner Dächer besser folgen können. —

Erforderlicher Querschnitt für die Zugstange

$$f_e = \frac{9760}{800} = 12,20 \text{ qcm} = 1 \text{ } \Phi \text{ von } 40 \text{ mm};$$

Bezeichnet man mit M_o das Moment des frei aufliegenden Balkens, so werden die Momente im Scheitel:

$$M_s = M_o - H \cdot \frac{l}{4} = 1675 \cdot \frac{9,30^2}{8} - 2,325 \cdot 9760 \approx -485 600 \text{ cmkg.}$$

Das Moment im Schenkel:

$$M_x = q \cdot \frac{x(l-x)}{2} - H \cdot y; \quad y = \frac{2hx}{l}; \quad H = \frac{5}{8} \cdot q \cdot l$$

$$M_x = \frac{q \cdot x}{2} (l-x) - \frac{5}{8} \cdot q \cdot l \cdot \frac{2hx}{l}$$

$$= \frac{q \cdot x}{2} (l-x) - \frac{5}{8} \cdot q \cdot 2 \cdot \frac{l}{4} \cdot x = \frac{3}{16} \cdot q \cdot lx - \frac{q \cdot x^2}{2}$$

Differenziert man diese Gleichung nach dx und setzt

$\frac{dM_x}{dx} = 0$, so erhält man den Wert für das größte positive Moment im Schenkel zu:

$$x = \frac{3}{16}l, \quad M_{x_{\max}} = \frac{3}{16}q \cdot l \cdot \frac{3}{16}l - \frac{q}{l} \left(\frac{3}{16}l \right)^2 + \frac{q}{2} \left(\frac{3}{16}l \right)^2$$

$$= + \frac{q \cdot l^2}{57} = \frac{1675 \cdot 9,30^2}{57} = + 254\,000 \text{ cmkg.}$$

Es sollen nunmehr noch die Wärme- und Schwindspannungen einer Betrachtung unterzogen werden. Die aml. Best. schreiben bei Rahmenbauten die Berücksichtigung eines Wärmeunterschiedes von 15°C. vor mit der Wärmeausdehnungszahl des Betons von $1:10^5$ (§ 15.). Hierbei ist $n = 10$ zu setzen.

In unserem Falle gewählte Druckbreite $b = 80 \text{ cm}$, wodurch den Bestimmungen genügt ist.

$$\text{Demnach wird } H_t = \frac{3 w l l E J}{2 h^2 s} = \frac{3 E J s l}{2 h^2 s}$$

$$\text{im Scheitel } M_{s_{\max}} = 458\,600 + 51\,900 = 510\,500 \text{ cmkg}$$

$$\text{Schenkel } M_{x_{\max}} = 254\,000 + 39\,000 = 293\,000 \text{ cmkg.}$$

Normalkräfte: Unter Hinweis auf die gegebenen Ableitungen werden die Normalkräfte:

1) an Stelle des Größtmomentes bei $x = \frac{3}{16}l$

$$N_x = \left(q \cdot \frac{l}{2} - q \cdot \frac{3}{16}l \right) \cdot \frac{h}{s} + \frac{5}{8} q \cdot l \cdot \frac{l}{2s} = \frac{q \cdot l^2}{2,565} = 10\,700 \text{ kg.}$$

$$2) \text{ am Scheitel: } N_s = \frac{9760 \cdot 9,30}{2 \cdot 5,30} = 8550 \text{ kg.}$$

Zusatzkräfte infolge Temperatur zu 1):

$$N_t = \pm 224 \cdot \frac{930}{2 \cdot 5,30} = 197 \text{ kg}$$

$$N_{x_{\max}} = 10\,700 + 197 \cdot 2 \approx 11\,095 \text{ kg}$$

$$N_{s_{\max}} = 8550 + 197 \approx 8750 \text{ kg.}$$

Danach kann die Dimensionierung für doppelt bewehrte

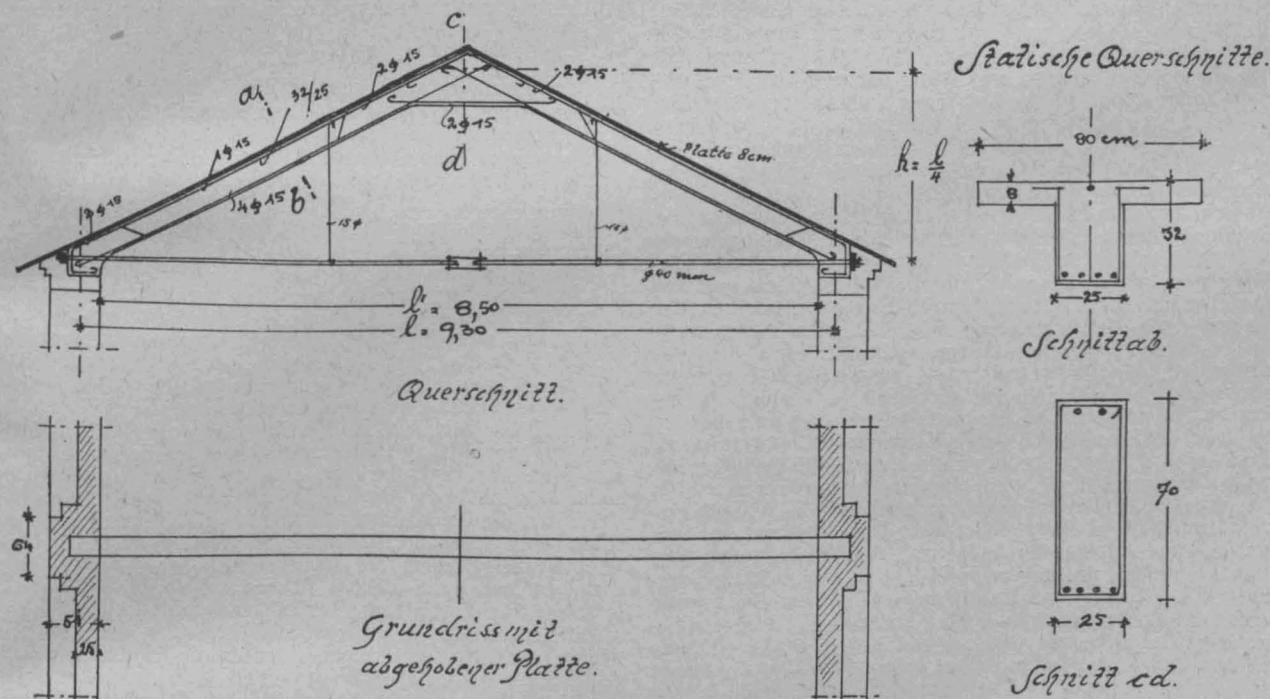


Abbildung 5. Dachkonstruktion in Form eines Zweigelenrahmens mit geknickter Achse und Zugband.

Für den Querschnitt Schnitt a-b (vgl. Abbildung 5) errechnet sich der Abstand vom oberen Plattenrande:

$$x = \frac{80 \cdot 8 \cdot 4 + 25 \cdot 29 \cdot 20 + 10 \cdot 7,40 \cdot 29 + 10 \cdot 1,30 \cdot 3}{80 \cdot 8 + 25 \cdot 29 + 10(7,40 + 1,30)} = 13,20 \text{ cm}$$

$$J_n = \frac{80 \cdot 13,20^3}{3} - \frac{55 \cdot 5,20^3}{3} + \frac{25 \cdot 21^3}{3} + 10 \cdot 7,40 \cdot 15,80^2$$

$$+ 10 \cdot 1,50 \cdot 10,20^2 = 145\,875 \text{ cm}^4$$

$$H_t = \frac{3 \cdot 0,0001 (\pm 15) \cdot 930 \cdot 145\,875 \cdot 210\,000}{2 \cdot 232^2 \cdot 530} = \pm 224 \text{ kg.}$$

Als Zusatzmomente ergeben sich demnach im Scheitel:

$$M_s = \pm 224 \cdot \frac{930}{4} \approx \pm 51\,900 \text{ cmkg}$$

in Entfernung $\frac{3}{16}l$ im Schenkel:

$$M_x = 224 \cdot 87 \approx \pm 19\,500 \text{ cmkg}$$

$$\text{denn es ist: } y = \frac{2hx}{l} = \frac{2}{l} \cdot \frac{l}{4} \cdot \frac{3}{16}l = \frac{3}{32}l$$

$$y = \frac{3}{32} \cdot 930 = 87 \text{ cm;}$$

demnach sind bei der Dimensionierung als maßgebende Momente einzusetzen:

Querschnitte entweder nach den genauen Formeln mittels der kubischen Gleichung nach x oder nach den in der Literatur zahlreich vorhandenen Annäherungen erfolgen. Der Rechnungsvorgang wird daher hier fortgelassen, da er nichts Neues bietet. Zugrunde zu legen wäre im Scheitel:

$$\text{Scheitel: } M = 510\,500 \text{ cm, } N = 8750 \text{ kg.}$$

$$\text{Schenkel: } M = 293\,000 \text{ cm, } N = 11\,095 \text{ kg.}$$

Die Hauptbewehrung geht aus der Zeichnung Abb. 5 hervor, die Bügelbewehrung ist in der Ansicht der Deutlichkeit halber fortgelassen. Gewählt sind Bügel von 8 mm Durchmesser in größerer Anzahl im Scheitel und in 2,5 m vom Auflager.

In der Hauptsache sollte die angestellte Berechnung nur dartun, daß es nicht immer angebracht erscheint, die Zusatzspannungen ganz außer Acht zu lassen, ebenso wenig auch die Normalkräfte. Gerade letztere Fehler begegnet man allzu häufig. Der Leser kann nach vorhergehendem sich selbst ein Bild machen, wohin die Querschnittsbemessungen führen, wenn nur die primären Momente berücksichtigt sind.

Die rechnerischen Ermittlungen sind mit dem Rechenschieber errechnet und machen daher nicht den Anspruch auf vollkommene Genauigkeit, was aber auch in dem Zwecke der Zeilen nicht liegt.

Vermischtes.

Unfallstatistik des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. 20. Einsturz einer Lagerhausdecke. Ein großstädtisches Fabrikgebäude hatte einen neuen Anbau erhalten; der davon hier in Betracht kommende Teil war ein Bau von etwa 24 m Länge und 8 m Tiefe, der sich mit seiner Rückseite an ein bebautes Nachbargrundstück anlehnte. Er enthielt Keller, fünf Geschosse und ein Dachgeschoß, war in Eisenbeton erbaut und im März oder April

bezogen. Im Keller waren Lagerräume, im Erdgeschoß eine Schleiferei, darüber der Reihe nach eine Dreherei, eine Färberei, eine Kantine, ein technisches Büro und im Dachgeschoß ein Lagerraum für fertige Maschinenteile (meistens in Kisten). Anfang Juli, 9¼ Uhr vormittags, stürzte die unter dem Dachraum befindliche Decke (von 7,54 m Lichtweite) auf etwa 9 m Länge ein und durchschlug sämtliche darunter liegenden Decken, sodaß man vom Keller bis unter das Dach sehen konnte. Fünf Personen wurden er-

schlagen, fünf andere mehr oder weniger schwer verletzt. Es war eine Kahneisendecke; in je 3,025 m Abstand lagen Balken von 25 cm Stärke und 45 cm Höhe, dazwischen war eine 10 cm starke Eisenbetondecke eingespannt. Zwei Balken und drei Felder waren eingestürzt; an einer Seite bildete eine Dehnungsfuge die Grenze des Einsturzes. Der Vorsteher des technischen Büros, das sich, wie gesagt, dicht unter dem Dachraum befand, will beobachtet haben, daß zunächst eine heftige Erschütterung der Decke stattfand, als ob ein schwerer Gegenstand umgefallen sei und daß sich darauf einer der Deckenbalken in der Rückwand des Gebäudes löste und mit diesem Ende zuerst herunterkam; das war der Anfang der gewaltigen Zerstörung des ganzen Gebäudes. Es hieß allgemein, die Decke sei überlastet gewesen. Sie war vom ausführenden Architekten auf 850 kg/qm Gesamtlast berechnet (250 Eigengewicht, 400 Nutzlast, 200 Erschütterungs-Zuschlag), während ursprünglich 1000 kg/qm Gesamtlast vorgesehen war. Im Betrieb scheint man mit 1000 kg/qm Nutzlast gerechnet zu haben; dazu kam der verhängnisvolle Irrtum, daß man an eine fünffache Sicherheit glaubte. Nach später angestellten Berechnungen, die allerdings nicht unwidersprochen geblieben sind, soll eine stellenweise Belastung von 2850 kg/qm, ja sogar bis 5400 kg/qm vorgekommen sein. Einer der gerichtlichen Sachverständigen, der große Erfahrung in Eisenbetonunfällen besitzt, klärte den Vorgang folgendermaßen auf: Die Eisenbetonbalken waren an der Rückwand des Hauses auf eine etwa 2 cm starke Unterlage von Sackgewebe gelegt, da man sich hiervon eine schalldämpfende Wirkung versprach; das Gewebe war bereits vermodert. Solange die Balken in der Schalung standen, kamen sie nicht zum Aufliegen, sie schwebten mit ihren Enden auf dem Gewebe. Auch seitlich waren die Balkenenden durch ähnliche Einlagen vom umgebenden Mauerwerk getrennt. Ueber den Balken der eingestürzten Decke standen die Dachbinder, die rahmenartig ausgebildet waren; die senkrechten Stiele der Binder ruhten auf den Balkenenden und waren durch eingelegte rechtwinklige Eiseneinlagen mit ihnen in Verbindung gebracht. Die aufgehenden Stiele waren mit dem umgebenden aufgehenden Mauerwerk durch Verzahnung fest verbunden. Das Ergebnis dieser Anordnung war, daß die Balkenenden nach der Ausschalung tatsächlich an den senkrechten Stielen der Dachbinder hingen. Der Sachverständige hat einwandfrei festgestellt, welcher der Balken zuerst nachgegeben hat. Infolge der Belastung der Decke (dazu war kaum eine Ueberlastung erforderlich) riß der auf Zug beanspruchte Beton an der Verbindungsstelle vom Balkenende und Dachbinder, und der Balken fiel auf die darunter liegenden Gewebereste; dadurch erklärt sich der dumpfe Schlag, den einige Leute gehört hatten. Gleichzeitig rissen sich die umgebogenen Eisen aus dem Balkenende heraus und leiteten dadurch eine Zermürbung im aufliegenden Teil des Balkens ein. Der Balken hat sich an diesem Ende zuerst gesenkt; auch dies ist, wie eingangs berichtet, beobachtet worden. Alles andere war die Folge dieses Vorganges. Der Sachverständige erklärte das Ganze für ein unglückseliges Zusammentreffen einer Reihe technischer Maßnahmen, von denen jede für sich nicht als schuldhafter Verstoß angesehen werden könne. Angeschuldigt wurden der von der Firma angestellte Architekt, da er unrichtige Angaben über die zulässige Nutzlast gemacht haben sollte; er ist inzwischen zum Militär eingezogen; weiter der Direktor und der Betriebsleiter. Außerdem kam die Schuldfrage noch für zwei Lagerverwalter in Betracht, von denen der eine jetzt beim Militär ist; der andere ist bereits gefallen. Der Betriebsleiter ist inzwischen außer Verfolgung gesetzt worden; das gerichtliche Verfahren ruht augenblicklich. Die der Firma durch den Wiederaufbau der eingestürzten Bauteile entstandenen Kosten sind ihr von der Unternehmerfirma vollständig ersetzt worden. — L.-M.

Die Herstellung von Emscherbrunnen in Eisenbeton. Zu dem unter obiger Ueberschrift in No. 7/8 der „Mitteilungen“ erschienenen Aufsatz schreibt uns Hr. Dipl.-Ing. Adolf Friedstein aus Győr in Ungarn, „daß Entwurf und Bearbeitung des Brunnens für die Kläranlage in Hindenburg O.-S. in seinen Händen lagen und daß sowohl die Konstruktion wie die Detaillierung selbständig von ihm ausgeführt worden sind“. Sein Name sei daher wohl nur versehentlich in der Veröffentlichung nicht genannt.

Die „Huta, Hoch- und Tiefbau A.-G.“ erwidert darauf, daß Hr. F. „nach den Angaben und unter der Anleitung des Hrn. Dr. Marcus an der Ausarbeitung des Projektes der Kläranlage Hindenburg gearbeitet hat und daß gar kein Grund vorliegt ihn besonders zu nennen, da er weder eigene Ideen noch sonst irgend etwas Besonderes bei der Bearbeitung gezeigt und lediglich das getan hat, was ihm seitens des Hrn. Dr. Marcus angegeben wurde“.

Hr. F. bleibt demgegenüber darauf bestehen, daß er

nicht nur „ein untergeordneter Mitarbeiter“ gewesen sei, sondern die Berechnung völlig selbständig durchgeführt habe, die dann ohne Aenderung von der Firma übernommen sei. Die „sorgfältige Berechnung, die für jedes Glied angestellt worden ist“, werde in No. 7, S. 42 des Aufsatzes noch besonders hervorgehoben. Aber auch der konstruktive Teil der Aufgabe habe vorwiegend auf seinen Schultern gelegen und eine Reihe von Einzelheiten — die er näher bezeichnet — seien von ihm angeregt und konstruktiv ausgearbeitet worden, wie überhaupt die gesamte Detaillierung in seinen Händen gelegen habe. Hr. F. beansprucht demnach als selbständiger Mitarbeiter in unserer Zeitschrift genannt zu werden. Wir sind selbstverständlich nicht in der Lage zu prüfen, auf welcher Seite in diesem besonderen Fall das Recht liegt, müssen vielmehr den Beteiligten die weitere Auseinandersetzung außerhalb des Rahmens unserer Zeitung überlassen. Im übrigen ist die Frage des Urheberrechtes der Angestellten allgemein eine noch recht ungeklärte, die unseres Wissens der „Verband deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine“ in sein Arbeitsgebiet aufnehmen wollte. Er würde sich damit ein Verdienst erwerben. — Die Red.

Literatur.

Grundwasser - Absenkungen für Gründung von Bauwerken. Verfahren zur Absenkung des Grundwassers zwecks Trockenlegung von Baugruben in Theorie und Praxis mit einer Reihe ausgeführter Beispiele. Von Ziv.-Ing. Fritz Bergwald, berat. Ing. für Tiefbau. 8°, 158 S. Text mit 72 Textabbild. München und Berlin 1917. Verlag von R. Oldenbourg. Pr. geh. 6,50 M. —

Das Verfahren der Grundwasser - Absenkung mittels Rohrburgen, um Gründungsarbeiten unter Grundwasserspiegel im Trockenem ausführen zu können, ist Anfangs der 70er Jahre erstmalig beim Bau eines Hauptsammelbrunnens für das Wasserwerk zu Leipzig angewendet worden. Seitdem ist es immer weiter ausgebaut worden und ist, geeignete Bodenverhältnisse vorausgesetzt, heute eines der wichtigsten Hilfsmittel des Tiefbau-Ingenieurs bei Gründungsarbeiten geworden. Grundwasserabsenkungen bis zu 15 m, ja bis zu 20 m und darüber, sind schon keine Seltenheit mehr, d. h. Tiefen bei denen die bisher üblichen Gründungsverfahren die Grenze ihrer Anwendungsfähigkeit erreichen, bezw. schon versagen. Uebersichtlichkeit und leichte Ueberwachungsmöglichkeit der Bauausführung bei Anwendung des Verfahrens, die sichere Erkennbarkeit der Bodenverhältnisse, der Fortfall von Erschütterungen wie bei Rammarbeiten, von gesundheitlichen Schädigungen der Arbeiter wie bei Luftdruckgründungen, ferner die Möglichkeit bei Betonarbeiten sorgfältig hergestellten Stampfbeton anstelle des zweifelhaften, unter Wasser hergestellten Schüttbetons setzen und dabei das Betonbauwerk durch Dichtungen und Umhüllungen sicher gegen schädliche Angriffe des Grundwassers schützen zu können, schließlich die Wirtschaftlichkeit haben dem Grundwasser-Absenkungsverfahren immer weiteren Eingang verschafft. In dicht bebauten Stadtteilen angewendet, kann es in der Hand des Unkundigen bei falscher Wahl der Filter, ungenügender Pumpenreserve usw. allerdings auch zu einer Gefahr für bestehende Bauwerke werden. Die vorhandene Literatur über das Verfahren beschränkt sich im Wesentlichen auf Einzeldarstellungen bestimmter Fälle. Ein zusammenfassendes Werk über Grundwasser-Absenkungen wäre daher eine sehr wünschenswerte Bereicherung unserer Fachliteratur. Die vorliegende Schrift beansprucht für sich ein Nachschlagewerk für Bauplatz und Büro auf diesem Gebiet zu sein. Dazu reicht sie wohl doch nicht aus, aber sie gibt dem Neuling auf diesem Gebiet in ihren 3 Abschnitten, in denen zunächst einige allgemeine Fragen des Grundwassers, deren Kenntnis eine Voraussetzung für die Anwendung des Verfahrens ist, dann das Verfahren selbst im Einzelnen behandelt und schließlich eine Reihe von Anwendungsbeispielen — meist Ausführungen der Firma Siemens & Halske — näher beschrieben werden, einen raschen Ueberblick über das bisher auf diesem Gebiet Erreichte und Mögliche, sowie über die dazu erforderlichen Einrichtungen und gibt dabei auch manche brauchbare praktische Winke. Ein kleines Literatur-Verzeichnis, das sich allerdings nur auf deutsche Ausführungen beschränkt, weist den Benutzer des Werkes auf das Studium der Einzelveröffentlichungen hin, das nicht entbehrt werden kann. — Fr. E.

Inhalt: Neuere Silo-Ausführungen für die Thomasschlackemehl-Industrie. — Dünne Betondächer auf Eisenkonstruktion. — Statische Berechnung eines Zweigelenkrahmens mit geknickter Balkenachse (Schluß). — Vermischtes. — Literatur. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin.
Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

15. Jahrgang 1918.

№ 15.

Neuere Silo-Ausführung für die Thomasschlackenmehl-Industrie.

Von Ober-Ing. Oskar Muy in Neustadt a. d. Haardt. (Schluß.)



ur Ermittlung der Spannungen und Eiseneinlagen wurden nach Abb. 10 die wagrechten Schnitte $a-h$ betrachtet und hierfür jeweils die oberhalb je des Schnittes wirkenden Kräfte E , E' und G ermittelt. Die Momente aus diesen Kräften sind auf den Druckmittelpunkt des zugehörigen Querschnittes bezogen, welcher in der Mitte der als Druckplatte wirkenden Vorderwand angenommen werden kann. Auf diesen Punkt bezieht sich auch der Hebelsarm t der Eisenzugkraft Z . Letztere berechnet sich nach der Skizze links unten in Abbildg. 9 allgemein zu

$$Z = \frac{E_W \cdot r + E_R \cdot r' - G \cdot s}{t}$$

Für die unterste Einspannstelle der Rippe ergibt sich damit:

$$Z = \frac{81 \cdot 5,90 + 20,7 \cdot 3,45 - 31 \cdot 2,2}{4,3} = 112 t$$

einggelegt sind $4 \Phi 40 + 2 \Phi 36 + 2 \Phi 32 + 2 \Phi 30 + 2 \Phi 26 = 111,50 \text{ qcm}$. Die Eisen verringern sich nach oben entsprechend den geringer werdenden Momenten und sind zur Aufnahme der Schubspannungen schief abgebogen.

Abb. 11 a. f. S. zeigt die Bewehrung der Rippe. Die Eiseneinführung ist übersichtlich und besonders interessant durch die fächerartige Verspannung zur Abgabe der Zugkräfte an den unteren Rippenteil und die Fundamentplatte. Der unter dem Siloboden liegende rückwärtige Sporn der Rippe ist ebenfalls den anfallenden Kräften gemäß konsolartig bewehrt. Es wurden hierfür an der Uebergangsstelle nicht weniger als $6 \Phi 35 \text{ mm}$ notwendig. Besondere Aufmerksamkeit erforderten die Bügel, indem durch sie die von oben belasteten Teile der Fundamentplatte nach aufwärts und die vordere Silowand nach rückwärts verankert werden mußten, um das Abreißen dieser Konstruktionsteile zu verhüten. Für die unterste 1 m -Zone der Vorderwand ergibt sich beispielsweise nach Abbildung 9 eine Zugkraft von $15,40 \text{ tm}$, wofür 4 Bügel von je 14 mm Durchm. mit zus. $12,32 \text{ qcm}$ Fläche eingelegt sind.

Um während der Betonierung der Fundamentplatte von den langen Eisen der Rippenbewehrung, welche in jene eingreifen, unabhängig zu sein, wurden in der

Platte Schlitze mit schwalbenschwanzförmigem Querschnitt ausgespart, in welche die Eisen bei der späteren Aufstellung eingelegt wurden. Bei den Rippen der äußeren Umfassungswände fallen diese Schlitze in den nach abwärts belasteten Teil der Platte, sodaß sie nach Schnitt $a-a$ im Grundriß (Abbildung 4, S. 86 in No. 14) ausgebildet werden konnten. Bei der Mittelwand dagegen wurden die Schlitze wegen der wechselweise aufwärts wirkenden Belastung der Platte nach Schnitt $b-b$ im Grundriß mit einer Verzahnung versehen, um der Gefahr des Durchschers zu begegnen. Außerdem mußten die Schlitze der Mittelwand wegen der symmetrischen fächerartigen Verankerung der Rippen auf die ganze Breite der Rippe ausgespart werden.

Aus dem Belastungsdiagramm in Abbildung 5 in No. 14 ist ersichtlich, daß der Auflagerdruck der Kanalwand eine nach abwärts wirkende Belastung darstellt. Um dieser Wirkung Rechnung zu tragen, mußten daher die an den Wandrippen sozusagen angehängten Kanalwände als Träger mit unteren Eiseneinlagen bewehrt werden. Man kann sich diese statischen Verhältnisse leicht vorstellen, wenn man überlegt, daß die angehängte Last der Kanalwände — weitgehend gesagt — ein Kippen der Stützwände verhindert.

Die Rippen der Mittelwand sind nach denselben Grundsätzen untersucht und bewehrt wie die der Außenwände, sodaß sich ein Eingehen darauf erübrigt.

Zur weiteren Vergrößerung der Standsicherheit der Umfassungswände sind die Fundamentplatten durch starke Rundeseisen in den außerhalb der untersuchten Rippenprofile liegenden, rückwärtigen Bodenfüllbeton verankert.

Abzugskanäle. Wie eingangs schon erwähnt, mußte der konstruktiven Durchbildung der Kanalüberdeckungen besondere Sorgfalt gewidmet werden wegen der bedeutenden Auflast durch die 13 m hohe Thomas-mehlfüllung. Da die Kanalseitenwände gänzlich in den Bodenbeton eingebettet und noch teilweise darin verankert sind, konnten die Wände als vollständig steif betrachtet und die Kanalüberdeckung als eine in letztere fest eingespannte Rahmenkonstruktion berechnet werden. Die Berechnung erfolgte nach dem Elastizitätstheorie-Verfahren von Prof. Dr.-Ing. E. Mörsch und zwar für einseitige und Vollbelastung. Der Berechnungsvorgang für Vollbelastung, für welche sich die größeren

Biegemomente ergaben, sei in folgendem kurz mitgeteilt.

Das System wird nach Abb. 12 im Scheitel aufgeschnitten und die Schnittstelle mit dem Schwerpunkt O der elastischen Gewichte in starrer Verbindung gedacht. In O greifen die statisch unbestimmten Größen H , V und M an, welche sich berechnen aus

$$M = - \frac{\Sigma M_o \cdot w}{\Sigma w} = \frac{590\,600}{0,282} = 2\,094\,000 \text{ cmkg}$$

$$\text{Lage von } H: r = \frac{M}{H} = \frac{2\,094\,000}{23\,400} = 89,50 \text{ cm};$$

In Abbildung 13 ist mit Hilfe dieser Werte und des Kraftecks die Stützlinie eingetragen. Die größten

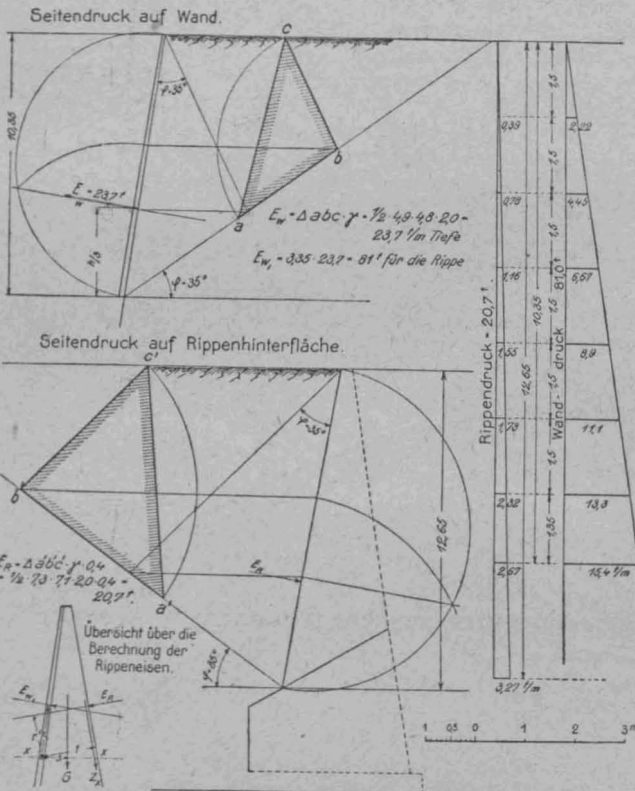


Abbildung 9. Seitendrucke auf Wand und Rippen des Silos.

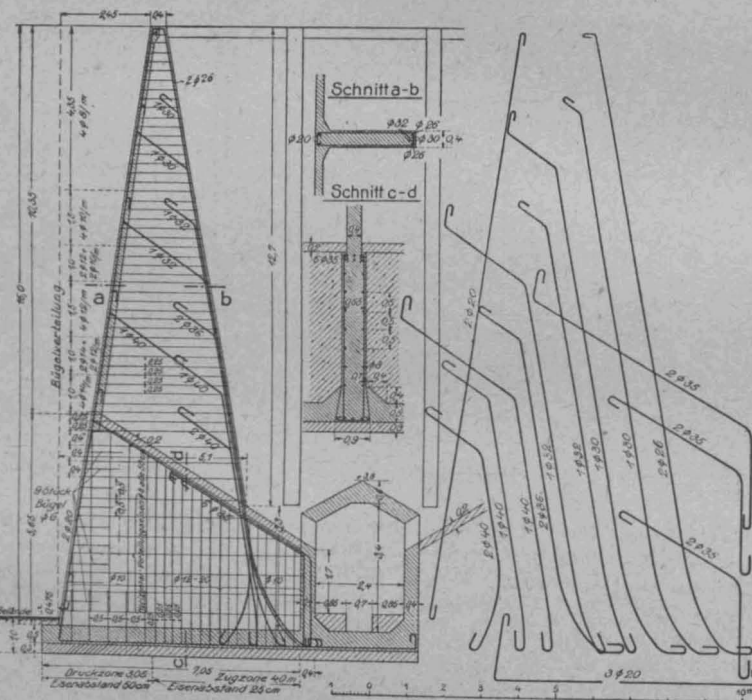


Abbildung 11. Bewehrung der Wandrippen.

$$H = \frac{M_o \cdot w \cdot y}{w \cdot y^2}; V = 0 \text{ wegen Symmetrie und}$$

$$M = \frac{M_o \cdot w}{w}; w = \frac{ds}{E \cdot J}; E \text{ und } J = \text{konstant, } N \text{ vernachlässigt, für } ds \text{ wird endliche Länge } s \text{ gesetzt und zusammengezählt. (Vergl. Tabelle a S. 95 und b S. 96.)}$$

$$\text{somit } H = \frac{\Sigma M_o \cdot w \cdot y}{\Sigma w \cdot y^2} = \frac{21\,353\,000}{910,4} = 23\,400 \text{ kg}$$

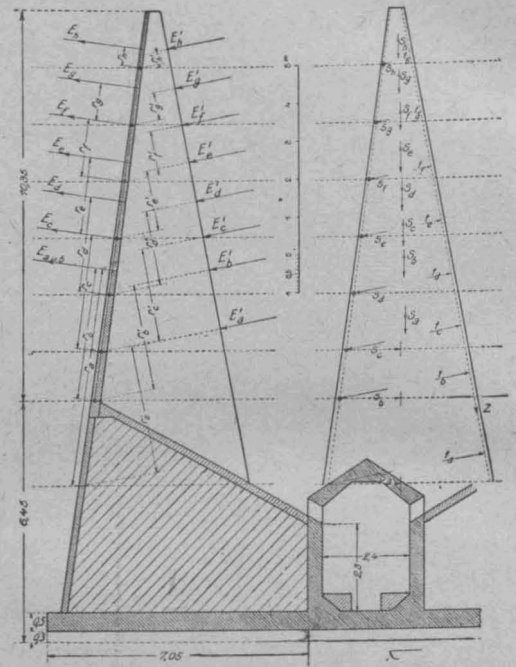


Abbildung 10.

Beanspruchungen ergeben sich im Einspannungs-Querschnitt 1—1 für $M = 44,4 \cdot 0,16 = 7,11 \text{ mt}$ und $N = 42,80 \text{ t}$. Nach Prof. Mörsch „Der Eisenbetonbau“ ergibt sich für Biegung mit Achsialdruck bei symmetrischer Bewehrung:

$$f_e = f'_e = 6 \Phi 14 = 9,24 \text{ cm}^2 \text{ bei einem Querschnitt von } 40/100 \text{ cm.}$$

$$\frac{M}{N \cdot d} = \frac{711\,000}{42\,800 \cdot 40} = 0,415$$

$$\mu = \frac{f_e}{b \cdot d} \cdot 100 (\%) = \frac{9,24 \cdot 100}{40 \cdot 100} = 0,231 \%$$

$$x = 0,52 \cdot d = 0,52 \cdot 40 = 20,80 \text{ cm};$$

$$\sigma_b = \frac{b \cdot x}{2} + \frac{f_e \cdot n}{x} (2 \cdot x - d) = \frac{100 \cdot 20,8}{2} + \frac{9,24 \cdot 15}{20,80} (2 \cdot 20,80 - 40) = 40,70 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_e = n \cdot \sigma_b \cdot \frac{0,92 \cdot d - x}{x} = 15 \cdot 40,70 \cdot \frac{0,92 \cdot 40 - 20,80}{20,80} = 470 \text{ kg/cm}^2$$

Dachkonstruktion. Es war ursprünglich beabsichtigt, das Dach in Eisen zu erstellen, was bei der großen Spannweite und Höhe wirklich zweckmäßig gewesen wäre. Wegen günstigerer Lieferungsbedingungen hat man sich bauseitig jedoch bei bereits vorgeschrittenem Bauzustand entschlossen, das Dach in Eisenbeton auszuführen. Jeweils über den unteren Wandrippen mit 3,75 m Entfernung von einander spannen sich die Bogenträger mit Zugband über den weiten Siloraum. Sie sind auf schmiedeeisernen Platten mit einem festen und einem beweglichen Auflager gelagert und dadurch von der unteren Silokonstruktion vollständig unabhängig ausgeführt. Seitliche elastische Be-

Auflast t	Eigengewicht t	A + G t	Erddruck t	Resultierende t
$A_1 = 6,50$	$G_1 = 0,53 \cdot 0,26 \cdot 2,4 = 0,330$	6,83	$E_1 = 0,99$	$P_1 = 6,83, R_1 = 6,83$
$A_2 = 13,0$	$G_2 = 0,46 \cdot 0,52 \cdot 2,4 = 0,575$	13,575	$E_2 = 1,88$	$P_2 = 13,67, R_{1-2} = 20,50$
$A_3 = 12,50$	$G_3 = 0,46 \cdot 0,48 \cdot 2,4 = 0,530$	13,030	$E_3 = 1,84$	$P_3 = 13,10, R_{1-3} = 33,6$
$A_4 = 8,0$	$G_4 = 0,40 \cdot 0,60 \cdot 2,4 = 0,576$	8,576	$E_4 = 5,21$	$P_4 = 10,10, R_{1-4} = 43,0$
	$G_5 = 0,40 \cdot 0,56 \cdot 2,4 = 0,54$	0,540	$E_5 = 1,48$	$P_5 = 1,50, R_{1-5} = 43,9$
	$G_6 = 0,40 \cdot 0,27 \cdot 2,4 = 0,26$	0,260		

c. Summenwerte zur Berechnung von H und M.

Schnitt	s	J	$w = \frac{s}{J}$	y	w · y	w · y ²	M ₀	M ₀ · w	M ₀ · w · y
I	57	1000	0,057	69	+3,93	272,0	— 6,83 · 17 = — 116 000	— 6 600	— 457 000
II	57	1000	0,057	41	+2,34	96,2	— 20,50 · 44,5 = — 915 000	— 52 000	— 2 150 000
III	57	1000	0,057	14	+0,80	11,2	— 33,6 · 72,0 = — 2 420 000	— 138 000	— 1 940 000
IV	57	1000	0,057	— 36	— 2,05	74,0	— 43,0 · 76,0 = — 3 270 000	— 187 000	+ 6 700 000
V	54	1000	0,054	— 92	— 4,97	457,0	— 43,9 · 87,5 = — 3 850 000	— 207 000	+ 19 200 000
$\Sigma s = 282$		$\Sigma w = 0,282$		$\Sigma w \cdot y^2 = +910,4$		$\Sigma M_0 \cdot w = -590 600$		$\Sigma M_0 \cdot w \cdot y = 21 353 000$	

Vor dem Anbau befindet sich die eiserne Verladung 4 in No. 14 zeigt in übersichtlicher Weise den Verladung der Säcke in Eisenbahnwagen erfolgt. Abbildungen 2—4 in No. 14 zeigen in übersichtlicher Weise den Verlauf des ganzen Bewegungsvorganges.

Das Bauwerk erzielt in seiner massigen, durch den starken Anzug der Umfassungen recht lagerhaften Ge-

stalt nach außen eine kräftige Wirkung und bringt seine Zweckbestimmung und seinen inneren Charakter unmittelbar zum Ausdruck. Es kann wohl gesagt werden, daß die Errichtung derartiger Silos nach dem Krieg eine Notwendigkeit sein wird infolge der immer größer werdenden Bedeutung des phosphorhaltigen Düngemittels für die Landwirtschaft. —

Statische Berechnungen bei Projekten.

Von Privatdozent Dr.-Ing. A. Kleinlogel in Darmstadt, z. Zt. im Felde.



Im Bauwesen besteht ein Angebot im Allgemeinen aus der zeichnerischen Darstellung und aus den zugehörigen Preisen. Manchmal wird auch noch eine besondere Erläuterung der gewählten Anordnung mit dem Hinweis auf die baulichen oder geldlichen Vorteile beigegeben. Nur in Fällen, in denen die Einzelheiten bereits alle festliegen oder in denen bestimmte Pläne als gemeinsame Grundlage für die Preisbeurteilung dienen, kann die Anfertigung weiterer Zeichnungen unterbleiben. Aber auch hier ist oft die Einreichung abweichender Vorschläge, namentlich wenn sie eine bauliche Verbesserung oder eine Verbilligung darstellen, nicht unerwünscht.

Neben diesen Unterlagen wird aber, vor allem von den Unternehmern des Eisenbetonbaues, vielfach auch noch eine statische Berechnung verlangt. Ein solches Ansinnen wird allerdings auch häufig bei der Eisenindustrie gestellt. Sofern es sich dabei um einen Wettbewerb der beiden Bauweisen handelt, wird dies nicht zu umgehen sein und liegt letzten Endes auch im Interesse der sich bewerbenden Industrien. Aber auch bei ganz gewöhnlichen Projekten ist es im Eisenbetonbau bei den Ausschreibungen der meisten Behörden, aber auch bei denjenigen zahlreicher industrieller Bauherren oder deren Architekten eine, fast zur Regelmäßigkeit gediehene Erscheinung geworden, daß der Anspruch auf Berücksichtigung des Angebotes an die Befügung eines statischen Nachweises gebunden wird. Eine rühmliche Ausnahme hiervon machen nur diejenigen wenigen Stellen, die in der Lage sind, ihre baulichen Absichten selbst statisch zu prüfen und die verschiedenen Möglichkeiten von vornherein auch statisch zu beurteilen. Aber selbst in diesen Fällen findet man oft die Neigung, „der Vollständigkeit halber“ oder „um Einsicht in die statische Arbeitsweise der einzelnen Firmen zu bekommen“, diesen auch bei Projekten die Einreichung von Festigkeitsberechnungen aufzubürden. Und es ist nicht selten, daß sogar die Einzeldarstellung der Eiseneinlagen oder daß ein statischer Nachweis nur deshalb verlangt wird, um dadurch lediglich die angebliche Wichtigkeit der Sache zu unterstreichen.

Wenn man bedenkt, daß eine solche statische Berechnung im gegebenen Fall natürlich von jeder der sich bewerbenden Firmen angefertigt werden muß, so bekommt man einen Begriff von der großen Arbeitsleistung, von der oft ganz unnötigen Belastung, von der Vergeudung von Zeit und Material, sowie von dem entsprechenden Kostenaufwand des Unternehmertums, welches diesem Verlangen gerecht werden muß. In den statischen Büros muß ein recht unangenehm ins Gewicht fallender Teil der Angestellten und der Zeit für diese Zwecke in An-

spruch genommen werden. Es ist aber Erfahrungstatsache, daß bei weitaus den meisten Ausschreibungen zunächst der geforderte Einzel- oder Gesamtpreis die hauptsächlichste Rolle spielt, ja oft von vornherein die Entscheidung maßgebend beeinflusst. Nicht selten werden die statischen Nachweise gar nicht beachtet, geschweige denn gelesen; sie sind oft nur eine „ordnungsgemäße Beigabe“ ohne besonderen Belang. Selbst eine noch so gewissenhaft ausgearbeitete statische Berechnung verschafft dem höheren Angebot im Allgemeinen keine nennenswerte Zusatzbewertung. In solchen Fällen kann man auf entsprechende Hinweise die Antwort bekommen, daß es ausschließlich Sache der ausführenden Firma sei, ihre Bauten statisch einwandfrei und sicher auszuführen und die entsprechende gesetzliche Gewährleistung zu übernehmen. Wenn die billigere Firma glaube, für den geforderten Preis diesen Anforderungen genügen zu können, so möge sie den Auftrag bekommen — alles andere sei unnötiger Geldaufwand für die Bauherrschaft.

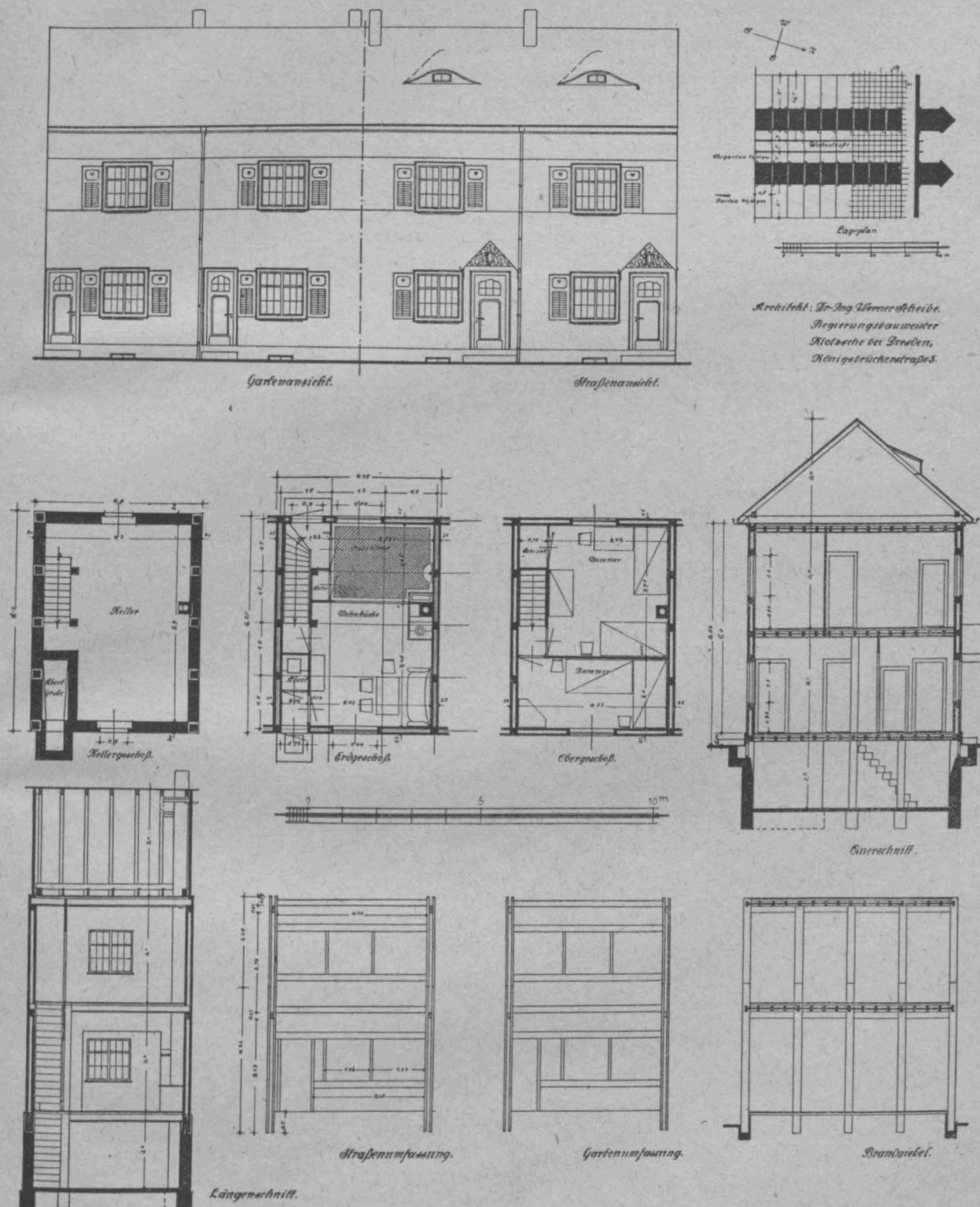
Die Entstehung dieses, für die Eisenbetonindustrie sehr lästigen Zwanges — denn auf einen solchen kommt es hinaus — ist allerdings in der Entwicklung der Bauweise begründet. Der Eisenbetonbau ist verhältnismäßig noch jung, seine theoretische und versuchstechnische Erforschung ist noch jünger. Nach Ueberwindung der Anfänge der 80er und 90er Jahre wurden mit Beginn des neuen Jahrhunderts die Spannweiten immer größer, die Belastungen nahmen zu, die Kühnheit der Bauten trat immer mehr in die Erscheinung und es war begreiflich, daß mit diesen Fortschritten eine eingehende statische Behandlung, auch schon des Projektes, Hand in Hand gehen mußte. Die konstruktive Möglichkeit mußte sozusagen immer von neuem nachgewiesen werden. Das gilt auch heute noch bei Bauten besonderer Eigenart, sei es daß die Eigenart in ausnahmsweise großen Spannweiten und Lasten, in neuartig geformten oder abweichend vom Üblichen angeordneten Bauteilen besteht — sei es, wie z. B. bei großen und wichtigen Wettbewerben, daß eine vollständige und eingehende Beurteilung auch die Einsichtnahme in die von den aufgeführten Firmen angewandte Statik zur zwingenden Notwendigkeit macht.

Aber die große Mehrzahl der heutigen Eisenbetonbauten darf zu denjenigen gerechnet werden, deren konstruktive Ausführungsmöglichkeit nicht mehr besonders nachgewiesen zu werden braucht! Wie die üblichen Decken, Träger und Säulen, ferner z. B. Fundamentplatten und Dächer, sowie einfachere und kleinere Balken- und Bogenbrücken zu berechnen sind, muß mindestens seit 1910 als allgemein bekannt vorausgesetzt wer-

den. Jedenfalls zählen derartige einfache oder zusammengesetzte Bauten nicht mehr zu den „statisch Unbekannten“ im obengenannten Sinne. Es entfällt also die Grundlage, auf welche früher die Berechtigung, einen statischen Nachweis auch bei Projekten zu verlangen, gestützt werden konnte und so stellt sich der immer noch viel zu häufig in die Erscheinung tretende Zwang als ein Zustand dar, welchem seitens des Unternehmertums ein baldiges Ende gemacht werden sollte.

fundenen Uebelstandes sind seitens einzelner, größerer Firmen schon öfter gemacht worden. Bis jetzt deshalb ohne Erfolg, weil das Verhalten der Mehrheit die anderen wieder zum Nachgeben veranlaßt. In dieser Richtung kann nur eine weitgehende Verständigung unter den Unternehmern selbst zum Ziele führen.

Es ist — übrigens nicht nur in diesem Sinne — bedauerlich, daß das deutsche Unternehmertum der Eisenbeton-



Eisenbeton zum Kleinwohnungsbau. Abbildung 1. Eingebautes Kleinwohnungshaus (208 cbm umbauter Raum) bestehend aus Spül- und Wohnküche, Zimmer, Kammer und Keller aus Eisenbeton-Baukörpern mit Schlackenbeton-Hohlwänden.

Die Anfertigung einer statischen Berechnung für die Ausführung, also nach erteiltem Auftrag ist selbstverständlich. Dann hat aber auch nur eine Firma diese Arbeitsleistung zu vollbringen; eine solche ist nach den bestehenden baupolizeilichen Vorschriften zu erfüllen und wird im Hinblick auf den zu erwartenden Gewinn gern getan.

Schwache Anläufe zur Beseitigung des allerseits emp-

findenen Uebelstandes sind seitens einzelner, größerer Firmen schon öfter gemacht worden. Bis jetzt deshalb ohne Erfolg, weil das Verhalten der Mehrheit die anderen wieder zum Nachgeben veranlaßt. In dieser Richtung kann nur eine weitgehende Verständigung unter den Unternehmern selbst zum Ziele führen.

die Kosten der Beiträge. Aber wenn der Verein, der sich nun bereits seit vielen Jahren als vor allem auch behördlich anerkannter Hort der wissenschaftlichen Forschung, des praktischen Fortschrittes und der vielseitigen wirtschaftlichen Interessen erwiesen hat, sich auf breitere Schultern stützen könnte, wenn die Mitgliedschaft für jeden Eisenbeton-Unternehmer eine Selbstverständlichkeit wäre, dann müßte es sonderbar zugehen, wenn die so geschlossene Front nicht imstande wäre, jede derartige unberechtigte Zumutung grundsätzlich abzuweisen.

Wie mir soeben nach Niederschrift der obigen Zeilen bekannt wird, ist am 18. Juni 1918 in Würzburg der „Beton-Wirtschaftsverband“ (B.W.V.) neu gegründet worden. Der „Deutsche Betonverein“ hebt seinen „Wirtschaftlichen Ausschuß“ auf und überweist dessen bisherigen

gesamten Wirkungskreis dem Beton-Wirtschaftsverband. Ebenso übergibt der „Betonbau-Arbeitgeber-Verband für Deutschland“ die Bearbeitung aller wirtschaftlichen Angelegenheiten dem neuen Verband. Der ausgesprochene Zweck desselben ist „die Wahrnehmung aller wirtschaftlichen Interessen des Betonbaufaches und seiner verwandten Zweige, mit Ausnahme der Arbeiterangelegenheiten und der Betätigung auf technisch-wissenschaftlichem Gebiet“.

Es wäre also begründete Aussicht vorhanden, daß durch die Tätigkeit des neuen Verbandes, dem offenbar bis auf wenige Ausnahmen sämtliche Betonfirmen angehören, eine Besserung der oben geschilderten Zustände erzielt werden könnte. Bei dem Wiederaufbau unserer Wirtschaft nach dem Kriege kommt es ja auch nicht zuletzt mit darauf an, den Unternehmer von jeder unnötigen und unfruchtbaren Arbeit zu entlasten. —

Eisenbeton zum Kleinwohnungsbau.

Von Dr. Werner Scheibe, Regierungsbaumeister in Klotzsche bei Dresden. (Hierzu die Abbildung S. 97.)

Nachdem in kleinbäuerlichen Familien der geringste Geburtenrückgang beobachtet wurde und Kinderreichtum als ein dauernd steigendes Volksvermögen anzusehen ist, wird allem Anschein nach das Schwergewicht

der staatlichen Wohnungsfürsorge auf die Landsiedelung gelegt und der Abwanderung der Städter auf das Land alle erdenkliche Unterstützung gewährt werden.

Das schließt die Gefahr in sich, daß städtisches Bauwesen in unangemessenem Umfang auf das Land übertragen wird. Deshalb ist bereits jetzt Sorge getragen worden, daß dieser Wohnbedarf in typischen Bauplänen festgelegt wird (Abbildung 1 S. 97.)

Hier handelt es sich vor allem um die Ausführungsmöglichkeit dieser Entwürfe. Diese ist bekanntlich sehr beschränkt. Denn geschulte Facharbeiter, Ziegel, Holz können für diese Bauten deswegen nur in beschränktem Umfang zur Verwendung gelangen, weil die entstehenden Kosten hierfür in keinem Verhältnis zur möglichen Verzinsung stehen.

Deshalb sind die Bauweisen, die erschwingliche Baustoffe fabrikmäßig zum Kleinwohnungsbau verwerten, für die heutige Zeit am wertvollsten. Zahlreiche gute Vorschläge sind bereits gemacht worden. Die

Bauweise Kilp scheint in besonders klarer Erkenntnis des Nötigen und Möglichen an die praktische Durchführung heranzutreten zu sein. Sie fertigt fabrikmäßig eisenbewehrte Betondielen nach Abbildung 2, die in ihren größten Längen noch von zwei Arbeitern tragbar sind und somit zunächst alle Hebezeuge entbehrlich machen. Die Betondielen werden zu stützenden Bündeln mit in Zement eingelassenen

Schraubenbolzen zusammen geschraubt und wagrecht ebenfalls durch den patentamtlich geschütz-

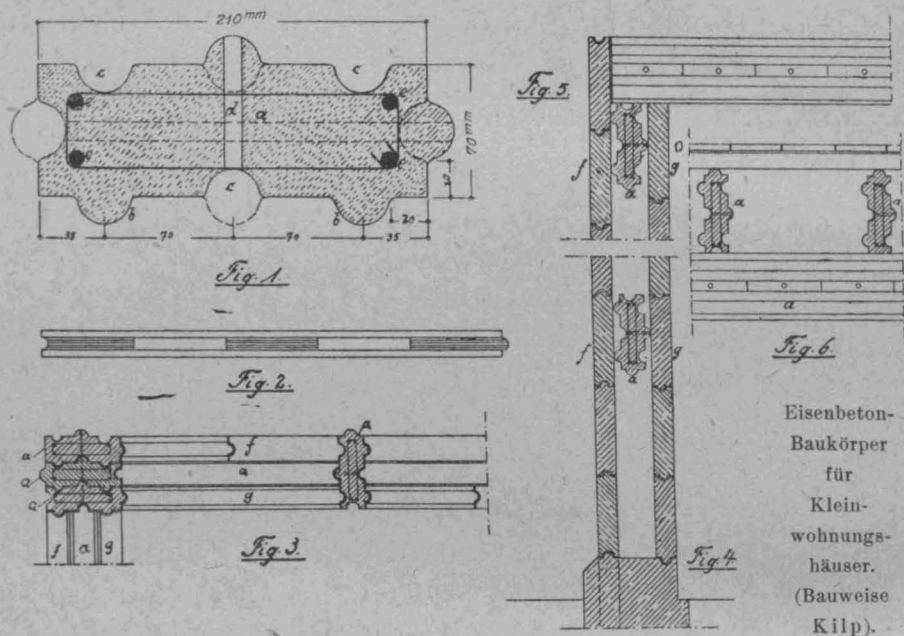


Abbildung 2. Einzelheiten der Eisenbeton-Konstruktion.

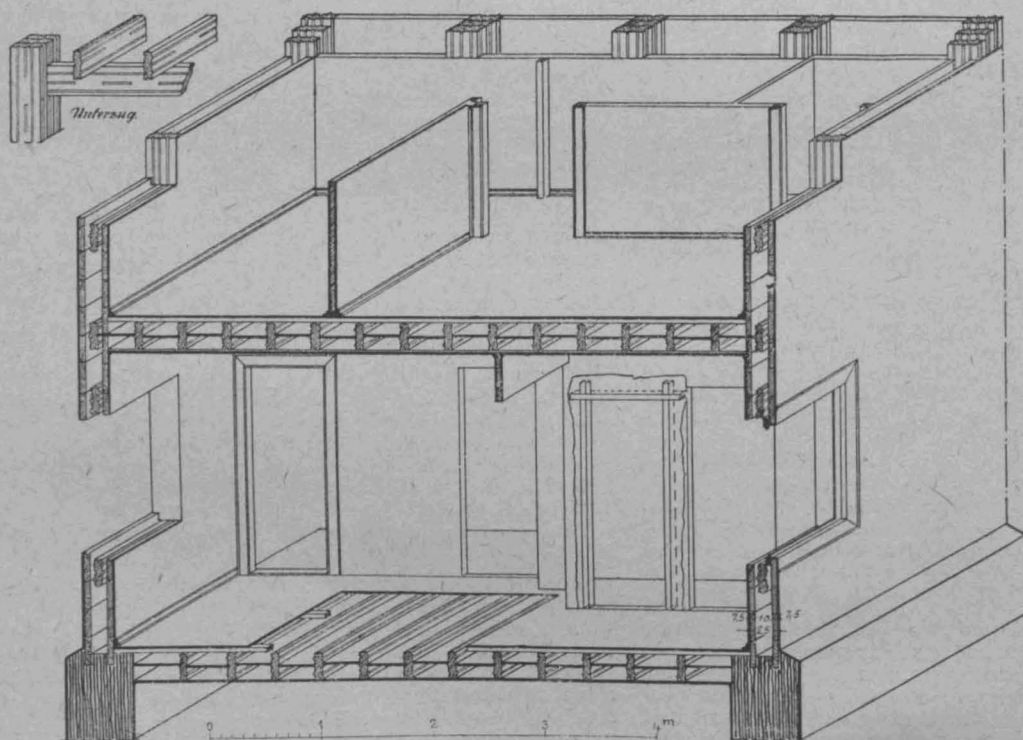


Abbildung 3. Isometrische Darstellung des Schnittes durch das Kleinwohnungshaus I.

ten Eisenbetonbaukörper verstrebt, derart, daß ein konstruktives Traggerippe entsteht. (Vergl. die isometrische Darstellung Abbildung 3.) Die Eisenbetonbaukörper zeigen eine Reihe von Nuten und Wulsten. Diese dienen zum Einschub von Schlackenbetonwänden, die wiederum in Form tragbarer Dielen als Doppelwandung mit 10 cm Luftschicht hergestellt werden. Dieser Einschub kann nicht nur in der aufgehenden Wand, sondern auch in der Decke, je nach der Belastung ebenfalls mit Eisenbetonbaukörpern bewirkt werden und bildet dann ein durchaus feuerfestes Ganze. Deshalb eignet sich neben anderen gerade die Bauweise auch vorzüglich für Industriebauten. Die Stoßbildung der Baukörper ist aus der Teilfigur in der isometrischen Darstellung ersichtlich. Spannweiten bis 6 m können erreicht werden.

Das Aufstellen und Zusammenfügen der Baukörper erfolgt auf vorbereiteter Stampfbeton- oder Ziegelgründung durch ungeschulte Kräfte (auch Frauen) unter Aufsicht eines Monteurs innerhalb Stunden. Nach Abputzen und Einbau der Fenster und Türen ist der Bau sofort bezugsfertig.

Das qm Wandfläche einschließlich Deckenbalkenlage

Vermischtes.

Für das Lehrfach „Wissenschaft und Technik der hydraulischen Bindemittel“ hat sich an der Technischen Hochschule zu Darmstadt Dr.-Ing. H. Nitzsche, Oberlehrer an der Baugewerkschule zu Frankfurt a. M., habilitiert. —

Mängel bei der Ueberwachung von Bauausführungen. Wir erhalten folgende Zuschrift: In den No. 16 und 17 der „Mitteilungen über Zement usw.“, Jahrg. 1917, brachten Sie eine Abhandlung des Hrn. Geh. Baurat Bing über geborstene Kuppel-Tragepfeiler in einer Synagoge einer rheinischen Stadt.

Vor Kurzem machten sich an einem vor ungefähr 7 Jahren erbauten, ebenfalls religiösen Zwecken dienenden Gebäude in derselben Stadt verschiedene lotrechte Risse in der Hausteilverblendung bemerkbar, die Verstärkungen der Pfeiler erforderlich machten. Hierbei fielen beim Ausputzen eines 70 cm breiten Pfeilers zwei lose Schalen in der ganzen Pfeilerbreite von den Verblendquadranten in einer Stärke von ungefähr 10 cm ab. Es stellte sich heraus, daß die Quader bis auf eine Tiefe von über 30 cm vollständig hohl lagen und nur am Rand etwas ausgefügt waren. Durch die also entstandene Spannung sind dann die Steine von unten bis oben gesprungen. Hätte der Pfeiler eine große Last zu tragen gehabt, so wäre die größte Gefahr mit dieser mangelhaften Ausführungsweise verbunden gewesen.

Diese Vorkommnisse, die erfahrungsgemäß nicht vereinzelt sind, geben aber doch sehr zu bedenken und lassen es fraglich erscheinen, ob unserer heutigen Ausführungsweise immer die erforderliche Aufmerksamkeit zugewendet wird und für diese die nötige Sachkenntnis vorhanden ist.

Was nützen uns alle schönen Berechnungen, wenn bei nicht gewissenhafter Ausführung alle die errechneten Sicherheiten gefährdet werden? Könnten nicht mancherlei Konstruktionen wesentlich leichter genommen werden, anstatt jetzt angesichts solcher Vorkommnisse zu einer übermäßigen Verstärkung übergehen zu müssen, wenn eine sachkundige und umsichtige Leitung die Ausführung überwachte und ausübte? Sind die mit der speziellen Leitung der Ausführung betrauten Bauführer immer die richtigen, gewissenhaften und erfahrenen Leiter? Haben sie immer die erforderlichen praktischen Kenntnisse und werden sie immer mit Vorsicht an den richtigen Platz gestellt und überwacht? Wäre hier nicht auch ein gewisser Befähigungsnachweis erwünscht?

Ferner bin ich der Ansicht, es dürfte am Platze und erstrebenswert sein, daß die mit der Ausführung betrauten unteren Organe, die Poliere und Maurer, durch eine Schule hindurch müßten, die ihnen die Einsicht über die Bedeutung und Wichtigkeit ihrer Arbeit beibrächte. Diese Schule müßte innerhalb der bauhandwerklichen Verbände durch die fachkundigen Meister auf die Poliere, durch diese auf die Gesellen einwirken. Es müßten Praktiker sein, die diese Sachen besprechen und in praktisch leicht faßlicher Weise auf ihre nicht immer sehr schnell denkenden Hörer übertragen sollen. Ich halte die vorstehende Angelegenheit für wichtig genug, um dieselbe einer Besprechung in Ihrer geschätzten Zeitung freundlichst zu unterziehen. —

L. Schreiber, Arch. B.D.A.

Zur Berechnung der Pfetten von Eisenbetondächern. In No. 11 des lfd. Jahrganges der „Mitteilung über Zement-, Beton- und Eisenbetonbau“ veröffentlicht Hr. Ing. Grumblat eine Berechnung für Eisenbeton-Firstbalken, deren Ergebnisse jedoch schon längst bekannt sind. Auf die oft fehlerhaft ausgeführte Berechnung solcher Pfetten habe ich bereits in „Beton und Eisen“ 1914, S. 317 hingewiesen und

kostet 12—15 M. Das cbm umbauten Raumes erfordert für schlüsselübergabefertige Kleinwohnungen etwa 25—30 M. Aufwand. So kostet ein Haus der Abbildung 1 etwa 5500 bis 6000 M. Zu ihm sind etwa 800 lfd. m Baukörper notwendig. An 1 Tag fertigen 2 Arbeiter rund 80 lfd. m Baukörper an. Da zweckmäßig 3 Tische für eine Arbeitergruppe in Betrieb sind und 2 Arbeiter täglich 160 lfd. m Schlackenbetondielen herstellen, ist der Bedarf für ein Haus gemäß Abbildung 1 in 1½ Tagen fertiggestellt.

Besichtigungen der neuen Baumaterialien und der mit ihnen gebildeten Bauten sind bei der die Baukörper herstellenden Kleinwohnungs-Baugesellschaft (Deutsche Kleinwohnungsbau-Gesellschaft m. b. H. Bamberg) bereits jetzt möglich. Auch wird nähere Auskunft über Lizenzvergaben zur Herstellung der Baukörper sowie Ratschläge über Planungen und Siedlungsentwürfe gern erteilt.

Es scheint, daß auf diesem Wege ein Baumaterial gefunden ist, das ebensowohl bezüglich der Ersparnis von Rohstoffen wie Arbeitskräften aufmerksame Beachtung der Fach- und Laienkreise, insbesondere der Staats- und Gemeindeverwaltungen und Baugenossenschaften verdient. —

die Berechnung der Spannungen bei dreieckigem Druckgurt angegeben. Setzt man in meiner dort gegebenen Gleichung IV den Wert $k = \frac{2w}{v} = \frac{2}{tg \alpha}$, so erhält man sofort die entsprechende Gleichung von Grumblat.

Die Formeln für die Bemessung solcher Pfetten bringt das 1916 erschienene Werk von Prof. Hager, Vorlesungen über Theorie des Eisenbetons, auf S. 161, und zwar in einer noch einfacheren Gestalt.

Es gilt für die Pfettenhöhe

$$h - a = C_4 \sqrt[3]{\frac{M}{a}},$$

wobei $a = \frac{b}{h} = \frac{2}{h:b/2} = \frac{2}{tg \alpha} = k$ ist,

und für den Querschnitt der Eiseneinlage

$$f_e = C_5 \cdot \frac{M}{h - a}.$$

Die Beiwerte C_4 und C_5 sind ebenfalls in dem Hager'schen Buch angegeben, z. B. ist für $\sigma_b : \sigma_e = 40 : 1200$ $C_4 = 1,175$ und $C_5 = 0,001$.

Mit diesen Zahlen erhält man für das Grumblat'sche Beispiel sofort die früheren Werte.

Vor der von Grumblat empfohlenen Verstärkung der Firstpfette durch ein an der Firstkante liegendes Druckeisen sei gewarnt, denn dieses Eisen kann, wenn es nicht durch eine große Anzahl Bügel am Ausknicken gehindert wird, mehr Schaden als Nutzen stiften. Auch machen die vielen Bügel, deren Abstand höchstens 12d sein darf, den Bauteil unnötig teuer.

Im Anschluß an die Berechnung der Firstpfette sei auch auf die Berechnung bzw. Anordnung der Zwischenpfetten hingewiesen. Häufig werden diese Pfetten derart ausgeführt, daß man ihnen lotrechte Seitenwände gibt. Bei durchgehender Dachhaut ist diese Anordnung schon mit Rücksicht auf die Ausführung sehr unzweckmäßig, aber mehr noch mit Rücksicht auf die statischen Verhältnisse. Die Durchbiegung einer Zwischenpfette kann nur winkelrecht zur Dachhaut erfolgen, weil einer Durchbiegung in einer anderen Richtung stets der Widerstand der Dachhaut entgegenwirkt. Die Dachhaut selbst bildet aber einen Träger, dessen Höhe gleich der ganzen Breite der Dachhaut ist, dessen Durchbiegung in der Ebene der Dachhaut gleich Null gesetzt werden kann.

Ist P die lotrechte Belastung einer Pfette, α die Dachneigung, dann kommt für die Berechnung ihres Biegemomentes nur die Seitenkraft $P \cdot \cos \alpha$ in Frage, zu welcher dann noch die Windkraft W (lotrecht zur Dachfläche) zu zählen ist. Für den mit der Belastung $P \cdot \cos \alpha + W$ zu berechnenden Plattenbalken ist die Druckgurtbreite gemäß § 16, Ziff. 3 der deutschen Bestimmungen von 1915 zu wählen. —

Dipl.-Ing. O. Henkel.

Gewölbte Betonbrücke über die Reuß bei Gisikon von 64 m Weite. Zum Ersatz der alten gedeckten Holzbrücke über die Reuß bei Gisikon sind durch das Baudepartement des Kantons Luzern Pläne durch einen Wettbewerb gewonnen worden, über den die „Schweizerische Bztg.“ Jhrg. 1918 II. Halbjahr No. 1 und 2 mit Abbildungen eingehender berichtet. Der Strom war in einer Oeffnung ohne Zwischenpfeiler bei sehr geringer Konstruktionshöhe und bei nicht günstigen Gründungsverhältnissen zu überspannen. Mit Rücksicht darauf waren gelenklose Gewölbe ausgeschlossen, während im übrigen als Baustoff Eisen, Stein und Eisen-

beton zugelassen waren. Unter 34 eingegangenen Arbeiten sind die gewölbten Brücken in der Mehrzahl; einige Eisenbrücken sind in Form von Fachwerkträgern, über der Fahrbahn liegenden Stabbogen mit Versteifungsträgern ausgebildet und ein interessanter Entwurf zeigt einen durchlaufenden Balken mit Mittelgelenk in Hängebrücken-Form; 7 Entwürfe waren als über der Fahrbahn liegende Eisenbeton-Konstruktion mit angehängter Fahrbahn ausgebildet. Letztere Entwürfe sind vom Preisgericht ausgeschieden, da sie sich in der Praxis nicht bewährt hätten. Der Beton der Hängepfosten und ev. auch des Zugbandes sei überflüssiges Material, da die Bewehrungen hier allein zur statischen Wirkung kommen. Ihre elastischen Verhältnisse entsprächen nicht der Steifigkeit der Eisenbeton-Fahrbahnkonstruktion. Jedenfalls böten derartige Ausführungen keine Vorteile gegenüber eisernen Ueberbauten mit unten liegender Fahrbahn. In engeren Wettbewerb traten dann 10 Entwürfe, davon 8 gewölbte Brücken, 2 Eisenbrücken (Stabbogen mit Versteifungsträger und der durchlaufende Träger mit Mittelgelenk in Hängebrücken-Form). Für die Eisenbrücken sprechen die geringe Konstruktionshöhe und der schlechte Untergrund, da sie auf diesen nur lotrechte Drucke ausüben. In wirtschaftlicher Beziehung waren sie trotz der sehr hohen Eisenpreise noch konkurrenzfähig. Ausschlaggebend für das Preisgericht waren aber schließlich ästhetische Gesichtspunkte und vor allem der Wunsch, das Bauwerk in der heutigen Zeit ausschließlich mit einheimischen Baustoffen ausführen zu können. Die 3 ersten Preise fielen daher gewölbten Brücken zu, und der 4. Preis einem Entwurf mit eisernem Stabbogen mit Versteifungsträger.

Der an erster Stelle ausgezeichnete Entwurf sieht ein Beton-Gewölbe mit Eisenbewehrung von 64 m Lichtweite mit 3 Gelenken vor. Die Kämpfergelenke sind je 3,7 m vorgekragt, sodaß die Stützweite 57 m beträgt: Pfeilhöhe 5,2 m, also Pfeilverhältnis rd. 1/11, Krümmungs-Halbmesser im Scheitel 100 m; Konstruktionshöhe im Scheitel 1,60 m bei 1,05 m Gewölbstärke. Für die Zwickelausfüllung sind 2 Vorschläge gemacht: einfache Kiesschüttung zwischen Stirnmauern, Auflösung in Eisenbeton-Längskapellen. Das Preisgericht hat der ersten Lösung den Vorzug gegeben. Die Widerlager haben hinter den Stirnen Tiefen von 17 und 19 m, sind um das nötige Gegengewicht zu erzielen fast unter Straßenoberfläche hochgeführt und gegen das nur 7,8 m breite Gewölbe (Brückenbahn zwischen den Geländern 8 m, davon 5,6 m Fahrbahn) auf 12,6 m in der Sohle verbreitert. Gegen Gleiten ist nur durch stark ansteigende Sohle und hohe senkrechte Hinterfläche Sorge getragen (bei anderen Entwürfen durch geneigte Pfähle). Eine Nachprüfung der Sicherheit gegen Gleiten wird daher von dem Preisgericht empfohlen. Falls diese nicht gegeben ist, käme eiserner Ueberbau und zwar aus ästhetischen Rücksichten trotz höherer Kosten, die Hängebrücken-Form in Frage.

Der preisgekrönte Entwurf ist das Werk des Ingenieur-Büros O. & E. Kästli, Leiter Dipl.-Ing. W. Schreck unter Mitarbeit der Arch. Rybi & Solchli in Bern. —

Literatur.

Der wirtschaftliche Wettbewerb von Eisen und Eisenbeton im Brückenbau. Massen und Kosten, sowie Kostenvergleiche von Eisen- und Eisenbetonbrücken von Dr.-Ing. Th. Gestehi. 8°, 118 S. Text mit 24 Textabb., 30 Zahlen-tafeln im Text und 4 Tafeln im Anhang. Berlin 1918. Verlag Wilh. Ernst & Sohn. Pr. geh. 8 M., geb. 9,50 M. —

Verfasser hat sich die dankenswerte Aufgabe gestellt, die Frage, ob die Ausführung einer Brücke in Eisen oder Eisenbeton wirtschaftlicher ist, möglichst allgemein zu lösen — was natürlich nur für bestimmte Typen und unter gewissen Preisannahmen, die sich im Einzelfall verschieben können, möglich ist. Zugrunde gelegt sind Baustoffpreise, wie sie der Marktlage vor dem Kriege entsprachen und bestimmte Sätze für die sonstigen Unkosten und die Ermittlungen stützen sich auf überschlägliche statische Berechnungen, sowie Gewichts- und Massenermittlungen, von denen in der Veröffentlichung selbst nur die Grundlagen und Ergebnisse mitgeteilt werden. In Vergleich gestellt sind bei den Untersuchungen, die sich nur auf Straßenbrücken mit den üblichen Belastungsannahmen beziehen, die hauptsächlich vorkommenden Brückensysteme, d. h. einfache Balkenbrücken bis 20 m Lichtweite und Bogenbrücken bis 100 m, wobei volle Gewölbe, solche mit aufgelösten Zwickeln und solche mit einzelnen Bogenträgern (für verschiedene Abstände derselben und verschiedene Teilungen) und zwar mit und ohne Zugband, mit und ohne Auskragung der Fahrbahn mittels Konsolen betrachtet werden. Die Untersuchungen sind getrennt ausgeführt für Ueberbau

und Widerlager, wobei normale Verhältnisse und guter Baugrund vorausgesetzt werden. Die Gewichts- bzw. Massen- und Kostenangaben sind für 1 qm Grundfläche ermittelt, tabellarisch*) und z. T. graphisch zusammengestellt. Die Tabellen gestatten nicht nur einen Vergleich für die verschiedenen Baustoffe bei derselben Spannweite, sondern auch für denselben Baustoff bei verschiedenen Systemen und die Gewichts- und Massenermittlungen lassen sich auch als Unterlagen für die Aufstellung von Kostenanschlägen für bestimmte Fälle verwenden. Es wird insofern ein vielseitiges Material in der Veröffentlichung geboten. Die Schlüsse, die Verfasser aus diesen Aufstellungen zieht — die aber natürlich in den bestimmten Grenzen nur für die zugrunde gelegten Preise zutreffen, bei abweichenden Preisen also nachgeprüft werden müssen — sind nun folgende:

Bis zu der Lichtweite von 100 m können Eisenbeton-Brücken mit eisernen Brücken je nach den Bedingungen sehr wohl in wirtschaftlichen Wettbewerb treten und ihnen wirtschaftlich überlegen sein. Die Balkenbrücken sind bis zu der untersuchten Grenze von 20 m Lichtweite in Eisenbeton fast stets billiger als in Eisen. Das kann nicht nur für Plattenbalkenbrücken, sondern auch für andere Typen, z. B. Brücken mit unten liegender Fahrbahn mit einzelnen Hauptträgern (vollwandig, als Vierendeel- oder Fachwerkträger ausgebildet) behauptet werden. In Eisenbeton gewölbte Bogenbrücken mit Ueberschüttung sind bis 60 m Spw. (darüber hinaus werden sie für größere Pfeilhöhen zu schwer) bei den gemachten Annahmen i. M. um 37 % billiger als entsprechende Eisenbogenbrücken mit 2 Gelenken, Gewölbe mit aufgelösten Zwickeln etwa um 11 %. Letztere stellen sich bei 91 m Spw. etwa im Preise gleich mit den Eisenbrücken. Bei kleineren Spannweiten steigt der Preisunterschied zugunsten des Eisenbetons bis 21 %. (Die Gewölbe mit Ueberschüttung sind dann aber nach obigem billiger.) Vorteilhafter für große Spannweiten sind aber die in einzelne Bogenträger aufgelöste Brücken, die die geringsten Massen erfordern. Der Eisenbeton stellt sich hier i. M. um 18 % billiger, bei 97 m liegt der Kostengleichwert mit eisernen Brücken, bei kleineren Lichtweiten nimmt die Kostenersparnis bis 36 % zu (jedoch sind die Gewölbe mit Ueberschüttung auch dann noch vorteilhafter). Voraussetzung ist allerdings, daß die Hauptträger nicht zu nahe liegen. Die Eisenbetonbrücken mit einzelnen Bogenträgern mit Zugband sind i. M. um 19 % billiger als die entsprechenden Eisenbrücken, der Kostengleichwert liegt bei etwa 89 m Lichtweite, bei kleineren Spannweiten nimmt der Preisunterschied bis 37 % zu. Zu berücksichtigen ist hierbei allerdings, daß die Hauptträger bei großen Spannweiten sehr viel breiter werden als in Eisen, daß also bei gleicher Nutzbreite, die Gesamtbreite der Brücken größer werden muß, wodurch sich der theoretische Preisunterschied um etwa 10 % verringert. Der Kostengleichwert tritt dann schon bei 82 m Lichtweite ein. Für geringen Hauptträgerabstand (z. B. 4 m) verändert sich das Verhältnis weiter zu Ungunsten des Eisenbetons, der Kostengleichwert liegt dann schon bei 63 m für den Bogen mit Zugband.

Gelten diese Zahlen absolut natürlich auch nur für die den Aufstellungen zugrunde liegenden Annahmen, so geben sie doch auch für veränderte Verhältnisse gewisse Vergleichswerte und die Tabellen lassen sich auf Grund der Gewichts- und Massenannahmen leicht für andere Verhältnisse umrechnen. Die Anwendbarkeit der Arbeit ist also eine vielseitige. Ergänzt wird sie noch durch eine umfangreiche Zusammenstellung von Gewichten, Massen und Kosten ausgeführter (bzw. bei Wettbewerben sorgfältig durchgearbeiteter) Bauten in Eisen und Eisenbeton, die eine Nachprüfung der vom Verfasser gefundenen allgemeinen Ergebnisse für die dort vorliegenden besonderen Verhältnisse gestatten. Die Arbeit darf als eine wertvolle bezeichnet werden. —

Fr. E.

Der Bau von Schiffen aus Eisenbeton. Von Ziv.-Ing. A. A. Boon, Amsterdam. 2. Aufl. Berlin 1918. Verlag Wilh. Ernst & Sohn. Pr. geh. 7 M. —

Das im Jahrg. 1917 S. 171 näher besprochene Werk ist inzwischen bereits in 2. neubearbeiteter und im Umfang um ein Vielfaches vermehrter Auflage erschienen. Es berücksichtigt die neuesten Fortschritte und geht jetzt auch auf die konstruktive Durchbildung im Einzelnen ein. Ein Hinweis auf die Hauptgesichtspunkte für die statische Berechnung würde das brauchbare Werk für den Praktiker des Eisenbetonbaues noch wertvoller machen. —

Inhalt: Neuere Silo-Ausführung für die Thomasschlackemehl-Industrie. (Schluß). — Statische Berechnungen bei Projekten. — Eisenbeton zum Kleinwohnungsbau. — Vermischtes. — Literatur. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin. Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselein in Berlin. Buchdruckerei Gustav Schenck Nachf. P. M. Weber in Berlin.

*) In Tabelle 13 S. 45 scheinen bei 30 m und 90 m Spw. für 4 m Trägerabstand in den Massenangaben für Bogen mit und ohne Zugband Unstimmigkeiten vorhanden zu sein. Dasselbe gilt für Tabelle 19 für 50 m Spw. und 4 m Trägerabstand.

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

15. Jahrgang 1918.

No 16.

Ein neuer Vorschlag für große Seehafenmauern.

Von Alfons Schroeter, Bauingenieur in Berlin. Hierzu die Abbildung S. 103.

In der einschlägigen Literatur findet man eine große Anzahl von Vorschlägen und Darstellungen ausgeführter Konstruktionen für Kai-mauern, welche bedeutende Krananlagen zu tragen haben und gleichzeitig die Anlegung und bequeme Entladung großer Ueberseedampfer ermöglichen sollen. Die Mannigfaltigkeit der genannten Konstruktionsarten vergrößert sich noch beträchtlich durch den Planvorrat der Hafenbaubehörden und der Hafenbau-Unternehmer. Diese Konstruktionstypen sind, soweit sie aus neuer Zeit stammen, fast ausschließlich in Eisenbeton gedacht und zeigen das Bestreben, unsere Querschnitte alter Art mit ihren riesigen Mauerwerks- bzw. Betonmassen sparsamer zu gestalten.

Die Versuche, vorteilhafte Querschnitte zu bilden, führten zu den sogen. aufgelösten Konstruktionsarten in Eisenbeton, welche vom Mauerwerksbau her in Form von Einzelpfeilern mit dazwischengespannten Gewölben schon bekannt waren. Die Einzelpfeiler wurden dann auch durch Eisenbetonpfahlböcke ersetzt und vieles Andere versucht, was hier im Einzelnen nicht behandelt werden soll. Es handelte sich fast immer um die Abkehr von den alten sogen. durchgehenden Massenprofilen und Schaffung kräftig widerstehender Einzelkonstruktionsteile mit dazwischen gespannten leichteren Gliedern. Diese Ausführungsarten mußten den Statiker wie den Praktiker in dem Bestreben, ebenso standischer wie früher aber doch billiger zu bauen, am meisten befriedigen. Man führte durch die Zwischenkonstruktionen bedeutende Gewichte auf die den Schiffsanprall aufnehmenden Einzelpfeiler zusammen, machte diese dadurch standhaft und sparte an Baustoff und Arbeit. So wurden recht zahlreiche aufgelöste Konstruktionen ausgeführt und man kann heute ein abschließendes Urteil über die Erfahrungen mit denselben abgeben. Und dieses Urteil ist ein ungünstiges. Obwohl sich der Gedanke der Lasten-Konzentration auf Einzelpfeiler, welche den Schiffsanprall infolge Wind, Wasserbewegung, Heranholen des Schiffes usw. aufzunehmen haben, für die Hauptkonstruktion durchaus vorteilhaft erwies, haben sich doch für die Zwischenkonstruktion so erhebliche Nachteile ergeben, daß bauverantwortliche Hafenbehörden sowie hafenbauende Unternehmer im Begriff stehen, zu den alten Systemen auf Pfahlrost stehender massiger voller Querschnitte zurückzukehren.

Es ist zweifellos, daß die beim Entwerfen großer Seehafenmauern zu lösende Hauptaufgabe, nämlich die Erlangung eines ausreichenden Widerstandes gegen zulässige wasserseitige Prellkräfte, mit den alten Systemen am einfachsten zu lösen ist. Sie bilden daher auch heute noch bzw. heute wieder für den beamteten bauverantwortlichen Sonderfachmann eine Norm, die seinem praktischen und statischen Empfinden am meisten gerecht wird. Daß man von den aufgelösten Konstruktionen nichts mehr wissen

will, liegt nicht an dem Grundgedanken der Kräftesammlung in einzelnen Punkten, sondern an den gefährlichen Rissebildungen infolge Schiffsanpralles gegen die Pfeiler, wodurch die zwischengespannte Konstruktion zu große Erschütterungen erhält. Besonders bei Eisenbeton-Bauten, welche für eine rationelle Dimensionierung massiver Mauern allein in Frage kamen, mußten die Rissebildungen an den wasserbespülten Stellen recht nachteilig werden. An den Einspannungs- und anderen Stellen des Zwischenbaues wurden die Eisen bloßgelegt und der Rostgefahr ausgesetzt. Wiederholte behelfsmäßige Ausbesserungsarbeiten waren unvermeidlich.

Die genannten, von maßgebenden Stellen gemachten Erfahrungen zeigen also, daß die erstrebte Lastenzusammenführung auf Einzelpfeiler nur dann vorteilhaft ist, wenn die Prellerschütterungen die Zwischenkonstruktion rissfrei lassen. Einspannungsstellen der letzteren dürfen daher nicht vorhanden sein. Die Loslösung des leichteren Zwischenbaues vom massigen Pfeiler muß aufs Vollkommenste durchgeführt werden, wenn die sonstigen Vorteile aufgelöster Mauern bewahrt werden sollen. Die vollkommene Trennung ist, wie nachstehend gezeigt wird, ohne verteuerte Maßnahmen durch eine den vorliegenden Verhältnissen entsprechende Anbringung von Fugen gut erreichbar.

Mit der Abbildung 1, Seite 103, eines neuen Vorschlages für die Konstruktion großer Seehafenmauern ist die Lösung der Aufgabe gegeben.

Es ist eine Mauer dargestellt, wie sie etwa für Hamburger Verhältnisse in Frage kommt. Sie steht auf hohem Pfahlrost aus 18–20 m langen Holzpfählen. Die Höhe von Pfeilerunterkante bis Wandoberkante beträgt 5,4 m. Der großen Wassertiefe von 10 m unter Mauerante entsprechend wurde die zum Abschluß der hinteren Erdmassen notwendige 25 cm starke Spundwand 8 m hinter die Mauerflucht gesetzt. Die Mauer hat eine Kranlast von 80 t und eine Verkehrslast von 1000 kg/qm aufzunehmen.

Die in Abständen von 12,5 m stehenden Einzelpfeiler sind in Stampfbeton mit Werksteinverblendung gedacht, ihre Abmessungen sind vorn 3,8 m und bei der Spundwand 6,3 m Breite. Die Pfeileroberkante liegt 2,25 m unter der Wandoberkante auf Ordinate + 3,15 m.

Die Zwischenkonstruktion ist aus Eisenbeton und zweiteilig herzustellen. Der eine Teil ist eine auf dem Pfeiler vorn aufsitzende Winkelmauer, der andere eine Eisenbeton-Plattenbalkendecke. Letztere ist mit 80 cm breiter Auflagerfläche vollkommen lose in den Pfeilerkörper eingelassen und bietet nichts besonders Bemerkenswertes. Neu ist aber die Winkelmauer. Sie sitzt in einem mit Pappe ausgelegten Eisenbeton-Wälzgelenk, welches jede Einspannung in den Pfeilern ausschließt. Die durch die Gelenkwirkung ermöglichten Drehbewegungen werden durch den Wandunterteil wieder aufgehoben. Der Unterteil besteht

aus einer wagrecht zwischen Rippen eingespannten 55 cm starken Platte. Die Rippen sind im oberen Wandteil fest eingespannt und in den Seitenflächen der Pfeiler lose mit Pappzwischenlage eingenietet. Der Gesamtquerschnitt ist den auftretenden Kräften und Momenten entsprechend oben mit einem kleineren und unten mit einem größeren wagrechten Balken ausgebildet. Der Gesamtquerschnitt ist durch Strebpfeiler versteift. An der Vorderwand sind schwache und an den Pfeilern starke Fenderhölzer vorgesehen.

Von besonderer Wichtigkeit ist es, sich Klarheit über die Wandfestigkeit der Pfeiler zu verschaffen. Die Zwischenkonstruktion bietet für die statische Behandlung keine Schwierigkeiten. Ueberhaupt dürfte die beschriebene Konstruktion statisch besser zu behandeln sein als die auf Pfahlrost stehenden vollen Profile, deren Abmessungen man in der Hauptsache erfahrungsmäßig bestimmt. Je größer die landenden Schiffe und je tiefer das Wasser, desto stärker und massiger die Mauer. Bei den in der Abbildung angegebenen Wasserverhältnissen würde für ein volles Profil die 25 cm starke Spundwand ebenfalls 8 m hinter der Mauerflucht stehen müssen, da 7 m Spundwandlänge zur Aufnahme der noch lange nach Fertigstellung des Baues in Bewegung befindlichen Erdmassen schon ein äußerstes Maß ist.

Gelingt es, für die wasserseitige Prellkraft einen zulässigen Grenzwert zu finden, so sind für den Nachweis der Standsicherheit folgende zwei einander beeinflussende Bedingungen zu erfüllen. Einmal ist man durch die Lage der Spundwand an ein bestimmtes Maß gebunden und zum anderen müssen die auf dem Pfeiler konzentrierten Gewichte der Prellkraft P ausreichenden Widerstand bieten. Die aus den genannten lotrechten Kräften mit dem Grenzwert P gezeichnete Stützlinie darf nicht über den oberen Kernpunkt des Querschnittes hinaus gehen und muß in die Pfahlköpfe der mit der Spundwand verbundenen Böcke gehen.

Für die Bemessung der Kraft P sind Gesichtspunkte maßgebend, wie sie bereits bei Strombau-Verwaltungen der Binnenschifffahrt zur Geltung gekommen sind. Dort werden z. B. die Schiffseigner für umgefahrene Pfahlböcke an Brücken oder Anlagestellen ersatzpflichtig gemacht. Für die Bestimmung eines zulässigen Grenzwertes P kommt es also darauf an, diejenigen dynamischen Kräfte, welche durch Bewegungen des Schiffskörpers beim Ein- oder Ausfahren sowie beim Drehen, also immer infolge Ansetzens der Maschinen entstehen, auszuschalten. Denn einem mit Maschinenkraft auch nur langsam gegen die Mauer fahrenden Seedampfer wird auch die stärkste Mauer nicht standhalten. In solchen Fällen wäre eben der Schiffseigner ersatzpflichtig zu machen. Die Erfüllung entsprechender eng begrenzter Bedingungen wären jedem Schiffseigner zur Pflicht zu machen.

Schaltet man also die obengenannten Fälle als nicht in Betracht kommend aus, so hat der Pfeiler nur noch die Schiffsanprallkräfte aufzunehmen, welche infolge Wind- oder Wasserbewegung und beim Heranholen entstehen. Es genügt, sich über diese Kraftgrößen ein ungefähres Bild zu machen, um dann aus ihnen einen Höchstwert zu ermitteln, der mit einem ausreichenden Sicherheitsgrade ausgestattet ist.

Für den vorliegenden Fall sei, den tatsächlichen Verhältnissen entsprechend, ein 10 000 t-Dampfer den Ermittlungen zugrunde gelegt. Das Schiff werde, um es auch

*) D. R. P. 293 959 (Vergl. „Deutsche Bauzeitung“, Technische Beilage 1917, S. 5).

Vermischtes.

Betonarbeiten bei Ausführung des Hauenstein-Basis-Tunnels. Anstelle des alten Hauenstein-Tunnels in der verkehrsreichen Linie Basel-Olten mit ungünstigen Steigungsverhältnissen ist durch die deutsche Firma Julius Berger Tiefbau-A.-G., Berlin, von 1912 bis Ende 1915 der neue Hauenstein-Basis-Tunnel hergestellt worden, dessen Scheitelpunkt rd. 110 m tiefer liegt als derjenige des alten Tunnels, während sich seine Länge auf 8,14 km gegenüber 2,5 km vergrößert. Die größte Steigung ist dadurch von rd. 26 auf 10‰ herabgesetzt, was eine Betriebsersparnis von nahezu 1 Mill. Franken jährlich bedeutet. Kapitalisiert decken diese Ersparnisse den größten Teil der Baukosten, die einschl. der Zufahrtswege (16,2 km Ges.-Länge der Linienverlegung einschl. Tunnel) sich auf rd. 28 Mill. Franken stellen.

Ueber den Bau dieses Tunnels hat die ausführende Firma eine eingehende Denkschrift*) herausgegeben, aus der

bei stärkstem Wellengang am Lande zu halten, mit 4 Stahltrossen von 30 mm festgemacht, welche eine Gesamtzugfestigkeit von rd. 500 t haben. Wird die ungünstige Annahme gemacht, daß der gesamte Schiffskörper nur von einem Stahlseil entsprechender Stärke zu halten ist, so kann daraus weiter geschlossen werden, daß die ermittelte Kraft von 500 t auch nach der anderen Seite, also gegen einen Pfeiler als ruhende Druckkraft wirken kann. Mit einem dreifachen Sicherheitsgrade ergibt sich der gesuchte Grenzwert also zu $P = 1500$ t.

Einen Anhalt für die Angemessenheit von P bietet das Gesamtgewicht eines 10 000 t-Dampfers unter der Annahme, daß dieser sich auf seiner ganzen Länge gegen die Mauer lehnt und beim Ueberneigen den größten Teil seines Gewichtes an die Pfeiler abgibt. Daß hierbei auch kleinere dynamische Wirkungen auftreten, sei durch die Wahl des ganzen Gewichtes berücksichtigt. Letzteres beträgt bei $L = 144$ m, $B = 17,5$ m, $H = 10,50$ m, $T = 9$ m, $\delta = 0,77$ einschließlich Maschinengewicht (6500 PS., 14 Kw) ~ 17500 t. Da dieses Gewicht von 12 Pfeilern aufgenommen wird, entfällt für einen Pfeiler $P = \frac{17500}{12} \sim 1500$ t. Es dürfte

sich also empfehlen, diese Kraft als oberen Grenzwert dem Standsicherheitsnachweise zugrunde zu legen, zumal auch die Berücksichtigung des Windeinflusses eine ähnliche größte Pfeilerbeanspruchung ergibt. Zu diesen Untersuchungen, welche zu weiteren anregen sollen, gehört auch die Berücksichtigung der die Prellkraft aufnehmenden Konstruktionsteile des Schiffes. Hier kommt man aber zu keinem brauchbaren Ergebnis, weil die Prellkraft im wesent-

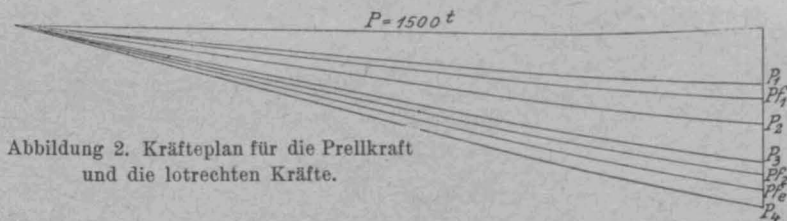


Abbildung 2. Kräfteplan für die Prellkraft und die lotrechten Kräfte.

lichen von den stählernen, wagrecht liegenden Deckplatten aufgenommen werden. Bei einer Prellkraft welche einem ruhenden Druck von 1500 t entspräche, würden z. B. die Spanten aus stählernen Wulstwinkeln von $280 \cdot 90 \cdot 14$ mit Außenplatten ohne weiteres durchgebogen und der Druck wird von den Deckplatten ausgehalten werden.

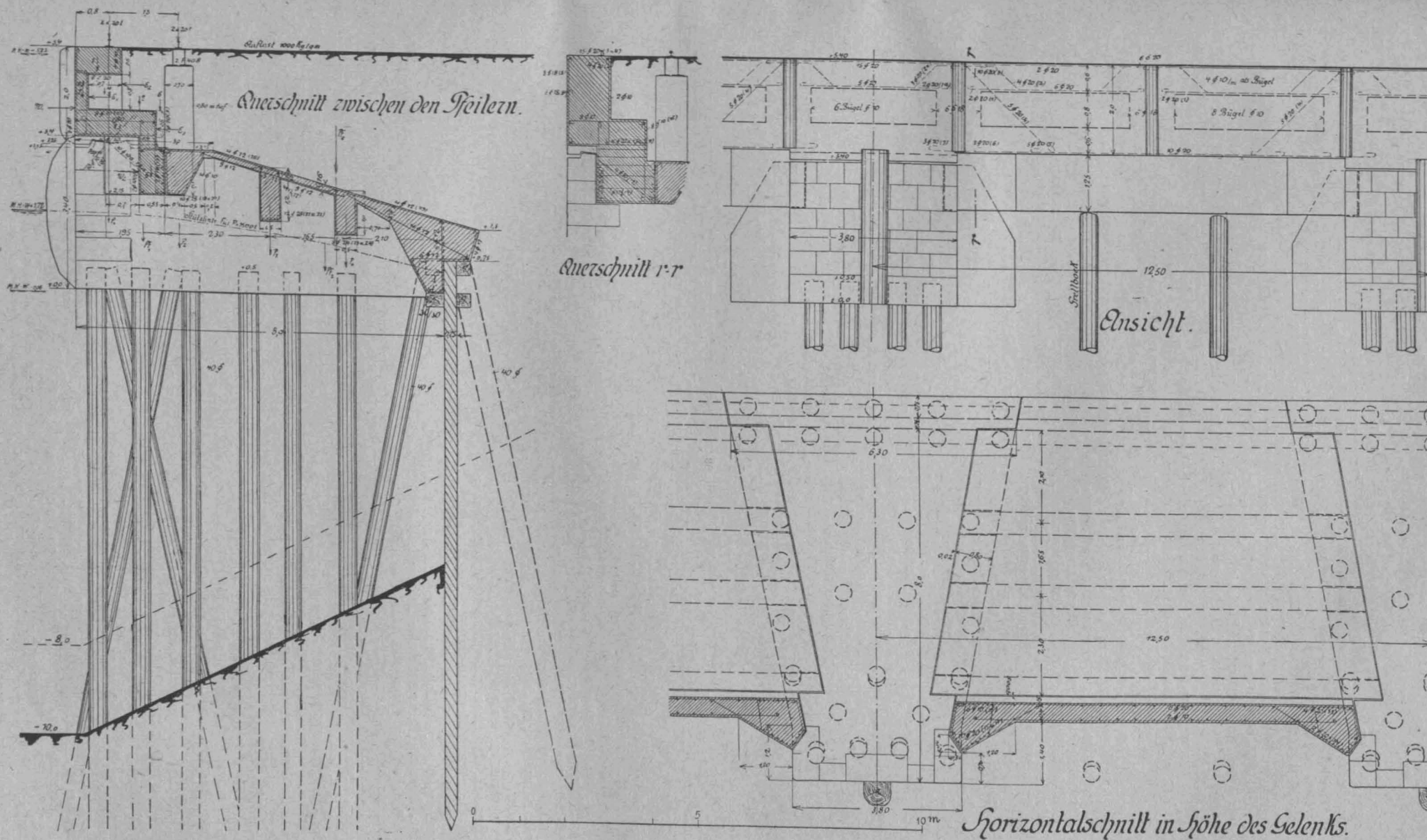
Es sollen also die Untersuchungen für den vorliegenden Fall als ausreichend erachtet und die Kraft $P = 1500$ t dem Standsicherheitsnachweise des Pfeilers zugrunde gelegt werden. In die Abbildung 1 ist, unter Benutzung des Kräfteplanes Abbildung 2, die aus $P = 1500$ t und den lotrechten Gewichten ausschließlich Kran- und Nutzlast entstehende Stützlinie in den Pfeiler schief eingetragen. Erd- und Wasserdruck beeinflussen den Verlauf der Stützlinie nicht nachteilig und unwesentlich und wurden außer Betracht gelassen. Sie beginnt in halber Pfeilerhöhe, geht fast genau durch Kernmitte weiter bis zu den Pfahlköpfen der Böcke, welche durch die mit der Spundwand verkämmten Schrägpfähle besonders standfest ausgebildet sind. Es kann somit gesagt werden, daß die eingangs erwähnten Standsicherheitsbedingungen in gute Uebereinstimmung gebracht und erfüllt sind.

Zum Schluß sei der Vollständigkeit halber erwähnt, daß die vorstehend beschriebene Konstruktionsart dem Grundgedanken der Gelenkstützmauern*) entlehnt ist und somit eine Anwendung derselben auf Seehafenmauern darstellt. —

wir an dieser Stelle nur einige Angaben über die umfangreichen Betonbauten entnehmen, zu denen die Tunnelausführung Veranlassung gab.

Zunächst ist die gesamte Tunnelausmauerung, die sich auf die ganze Länge des Tunnels erstreckt, aus wirtschaftlichen Gründen vorwiegend in Stampfbeton erstellt worden. Die Gewinnung guter lagerhafter Natursteine war nämlich schwierig, während sich in der Nähe der südlichen Tunnel-Ausmündung ausgedehnte diluviale Kieslager vorzüglicher Güte für die Betonbereitung vorfanden. An der Nordseite des Tunnels wurde gemahlener oolithischer Kalkstein (Hauptrogenstein) zur Betonbereitung verwendet. Die Fundamente der Ausmauerung, etwaige Sohlengewölbe in Druckstrecken und Sohlenabdeckungen in Strecken mit

*) Der Bau des Hauenstein-Basistunnels Basel-Olten. Denkschrift von E. Wiesmann, herausgegeben von der Julius Berger Tiefbau-Aktiengesellschaft, Berlin. Berlin und Bern 1917. Kommissionsverlag für Deutschland und Oesterreich-Ungarn Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin. Pr. geb. 24 M. —



weichem Gestein, sowie die unteren Gewölbschenkel wurden fast durchweg in Stampfbeton ausgeführt, während das Gewölbe im Scheitel auf 5 m Breite in trockenen Strecken in Zementkünststeinen, die fabrikmäßig im Normalformat angefertigt wurden, in nassen Strecken und wo die Wässer gips- oder schwefelhaltig waren in kleinen Hausteinen (Moëllons) eingewölbt wurde.

Da der Tunnel nur wenige Druckstellen zeigt, so konnte sich die Ausmauerung i. Allgem. auf eine Verkleidung beschränken mit 0,30–0,50 m Gewölbstärke; schwere Profile mit Wölbstärken bis 0,90 m und Sohlengewölbe wurden nur auf etwa 1 km Länge erforderlich. In den trockenen Strecken wurde der Beton dicht an das Gebirge angeschlossen, in den feuchten das Gewölbe mit Asphaltfilz abgedeckt und darunter Steinpackung mit Entwässerungen eingebracht. Zur Vermauerung der Kunst- und Vollsteine wurde eine Zementmörtel 1:3 verwendet, für den Beton i. Allg. eine Mischung 1:2:5, was einem natürlichen Gemisch des Kiessandes von 1:5,5 entspricht mit 225 kg/cbm Zement. Die Mischung des Betons wurde an beiden Tunnel-Enden im Freien besorgt, der Beton in Kasten zur Verwendungsstelle gebracht. Das war bei einem durchaus geregelten Transport und deshalb möglich, weil ein sehr langsam bindender Portlandzement zur Verwendung kam (Erhärtungsbeginn nach $3\frac{1}{2}$ –4, z. T. nach 6 Stunden, ganze Bindezeit 16–19 Stunden). Der Beton ergab 300–400 kg/qcm Festigkeit im Materialprüfungsamt Zürich, 120–250 kg/qcm bei an der Baustelle entnommenen Proben. Die Leistung betrug im Durchschnitt 200 m Ausmauerung für den Tag.

Eine interessante Ausführung in Beton ist die Herstellung eines 130 m tiefen Lüftungsschachtes in der Nähe des Tunnelscheitels. Bei dem starken Verkehr in beiden Richtungen, der zu einer Verdichtung der Rauchgase im Tunnelinneren führen würde, wurde eine künstliche Lüftung notwendig, die aus hygienischen und betriebstechnischen Gründen in erster Linie erforderlich, auch die Erhaltung der Strecke und der Ausmauerung begünstigt, da die schädlichen, den Beton und Mörtel im Zusammenhang mit Feuchtigkeit und Wärme angreifenden schwefeligen Gase abgeführt werden. Der Schacht mußte, da die Luftabführung auf 132 cbm/Sek. bemessen wurde und die Luftgeschwindigkeit im Schacht 10 m/Sek. nicht übersteigen sollte, 5,6 m Durchmesser erhalten. Er ist ebenfalls ganz in Beton ausgekleidet, setzt sich seitlich auf das Tunnelgewölbe auf, wo er durch einen 60 cm starken Betonbogen abgefangen wird, und ist in seinem unteren Teil 60 cm stark, im übrigen 35 cm stark in der Betonwandung, in die in Abständen von 20 und 30 m mit Eisen bewehrte 1 m breite starke Entlastungsringe eingelegt sind, die in das Gebirge eingreifen.

Der Schacht durchteuft von der Erdoberfläche zunächst Erdschichten, dann Mergel und mergelhaltigen Kalk, zuletzt festen oolithischen Kalk. Der Ausbruch erfolgte mit 6,3 m Durchmesser, der erste Ausbau mit \square -Eisenringen in 2–2,5 m Abstand, hinter denen die 8 cm starken Steckbretter eingetrieben und dann gegen die Ringe verkeilt wurden. Nach Abteufung der oberen 20 m wurde am Schachtmund ein 1 m breiter, 1,5 m hoher kräftig mit Eisen bewehrter Betonring eingebaut, in den quer über den Schachtquerschnitt zwei I-Eisen als Hängebank eingemauert wurden. Am unteren Ende der ersten Teufe von 20 m Tiefe wurde ein Entlastungsring einbetoniert und mit Rundstangen mit der Hängebank verbunden. Dann erfolgte die Auskleidung mit Beton, dazu wurde eine eiserne Lehtrommel benutzt, die aus 1 m hohen, mit Gitterwerk verstärkten Kreisingen bestand, deren Kopf gleich für die Betonarbeiter als Standplatz diente. In Abständen von je 4 m wurde in die Verkleidung eine Balkenlage eingemauert, um Arbeitsböden zu schaffen, und um an ihnen die lotrechten Führungshölzer für 2 Fördereinrichtungen zu befestigen, die den Materialtransport beim unteren Ausbruch besorgten. Der Beton wurde den Arbeitsstellen durch Schüttrohre zugeführt. Die Balkenlagen wurden später wieder entfernt, die Löcher in der Auskleidung nachträglich mit Beton geschlossen. Die weitere Abteufung erfolgte dann in Absätzen von je 30 m. Zur Beschleunigung der Arbeiten wurde später aber auch vom Tunnel her mit Aufbruch nach oben gearbeitet, wobei ein gutes Zusammentreffen beider Schachtteile erreicht wurde. Die Kosten des Schachtes stellten sich auf 1240 Franken für das steigende Meter. —

Ein Studienausschuß für Eisenbeton-Schiffbau der Jubiläumstiftung der Deutschen Industrie ist auf Grund eines Antrages von Gehrt, Prof. Foerster in Dresden, in dieser in der Sitzung des Kuratoriums am 4. Mai d. J. gestellt hat, am 6. Juli d. J. in Berlin gebildet worden. Demselben gehören an: Ziv.-Ing., Dipl.-Ing. Achenbach und Gehl. Reg.-Rat Prof. Dr.-Ing. Busley, Vorsitzender der Schiffbautechnischen-Gesellschaft, und Dir. Prof. Pagel vom Germanischen Lloyd, Berlin; Bmstr. Loeser, Leipzig, und

Gehrt, Prof. M. Foerster in Dresden; Prof. Dr.-Ing. E. Mörsch in Stuttgart. Als Schriftführer wurde Hr. Loeser gewählt. Es sollen zunächst Versuche über ein für den Schiffbau geeignetes Baumaterial angestellt werden. Wie wir der Zeitschrift „Armiert Beton“ 1918, Heft 8 entnehmen, lag der ersten Versammlung des Ausschusses ein eingehender Bericht des Hrn. Achenbach vor, der sich über die Aufgaben im Eisenbeton-Schiffbau verbreitete und an genannter Stelle abgedruckt ist. Der Verfasser kommt in seinen Ausführungen zu dem für den Eisenbeton-Schiffbau günstigen Schluß, daß es sich nicht nur darum handle, einen augenblicklichen Ersatzstoff zu haben, der bei veränderten Verhältnissen wieder ausscheidet, daß vielmehr der Eisenbeton-Schiffbau durch die Vielheit seiner Anwendung eine solche Vervollkommenung erfahren wird, daß er wohl niemals mehr als vollwertiger Baustoff für Schiffe ausgeschaltet werden kann. Um jedoch einen rentablen Schiffskörper in Eisenbeton herstellen zu können, muß dieser nach dem Bericht eine gedrungene Form erhalten, die ihn für hohe Fahrtgeschwindigkeiten ungeeignet macht, sodaß der Bau von Schnelldampfern, schnellen Frachtdampfern, Kriegsschiffen für den Eisenbetonbau ausscheidet. Verfasser ist jedoch der Ansicht, daß auch recht bedeutende Frachtschiffe in Eisenbeton erstellt werden können. Dasselbe gilt von Flußschiffen. Sehr geeignet erscheint der Eisenbetonbau für Schwimmdocks. —

Literatur.

Brücken in Eisenbeton. Ein Leitfaden für Schule und Praxis. Von C. Kersten, Ob.-Ing., ehem. kgl. Oberlehrer. Teil I, Platten- und Balkenbrücken. 8°, 260 S. Text mit 616 Textabb. 4. neu bearbeitete und erweiterte Auflage. Berlin 1918. Verlag Wilhelm Ernst & Sohn. Pr. geh. 11, geb. 12,50 M. —

Das im Jahre 1907 erstmalig erschienene, damals noch wenig umfangreiche, aber schon reich illustrierte Werkchen (vergl. unsere Besprechung in den Mitteilungen 1907, S. 84) hat inzwischen, 1909, 1912 und zuletzt im Frühjahr 1918 neu verlegt, einen erheblich erweiterten Umfang erhalten. Seinem ursprünglichen Charakter ist es aber trotz stofflicher Erweiterung und Vertiefung treu geblieben, insofern als der Hauptwert auf die Anleitung zum praktischen Entwerfen und Ausführen gelegt ist. Deshalb ist auch auf zahlreiche, gut ausgewählte und eingehend dargestellte praktische Beispiele besonderer Nachdruck gelegt, und den knappen Angaben über den Rechnungsgang, der sich im Wesentlichen den amtlichen preussischen Bestimmungen von 1916 anschließt, aber auch die amtlichen Vorschriften anderer Länder in den Kreis seiner Betrachtungen zieht, sind auch stets aus der Praxis entnommene Rechnungs-Beispiele beigegeben. Im übrigen ist gegen früher eine scharfe Trennung zwischen dem konstruktiven und dem theoretischen Teil geschaffen. Die Abschnitte über Rahmen-, Krag- und über mehrere Stützen durchlaufende Träger sind gegen früher etwas erweitert, auch die Fachwerkträger ein wenig eingehender behandelt. Der breiteste Raum ist aber mit Recht wie bisher den einfachen vollwandigen Balken gewidmet. Das Werk wendet sich an die Schüler der Fachschulen und die in die Praxis übergehenden Techniker. In dieser Beschränkung erscheint es in seiner knappen und klaren Darstellung, mit seinen guten Abbildungen als ein wertvolles Hilfsmittel. —

Rechentafel nebst Sammlung häufig gebrauchter Zahlenwerte, entworfen und berechnet von Dr.-Ing. H. Zimmermann, Wirkl. Geh. Ob.-Brt. 8. Aufl. Berlin 1918. Verlag Wilh. Ernst & Sohn. Ausgabe A ohne besondere Quadratratel geb. 8 M., Ausgabe B mit besonderer Quadratratel geb. 9 M. —

Die 1889 erstmalig erschienene Rechentafel, die sich in der Folge als ein sehr wertvolles, viele umständliche und zeitraubende Rechnungen ersparendes Hilfsmittel des Technikers erwiesen hat, übertrifft nach Umfang und zweckmäßiger, den Gebrauch erleichternder Anordnung die meisten Werke ähnlicher Art. Wir haben die 6. Auflage in unseren Mitteilungen, Jahrg. 1911, S. 56, besprochen. Die neue 8. Auflage unterscheidet sich nach Inhalt und Anwendung nicht von der letzteren. Während aber Ausgabe A auch Erläuterungen für den Gebrauch mit Beispielen enthält, mußten diese in Ausgabe B wegen der Schwierigkeit der Papierbeschaffung wieder fortgelassen werden. Der letzteren wird sich daher in erster Linie der erfahrene Rechner bedienen. —

Inhalt: Ein neuer Vorschlag für große Seehafenmauern. — Vermischtes. — Literatur. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin.
Buchdruckerei Gustav Schenck Nachf. P. M. Weber in Berlin.

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

15. Jahrgang 1918.

№ 17.

Berechnung eines Hauptträgers der Brücke Klengen.¹⁾

Von Ingenieur A. Straßner in Frankfurt a. Main.

Die in Abbildung 1 im Längs- und Querschnitt dargestellte Straßenbrücke hat als Hauptträger einen unsymmetrischen Rahmen mit Endstützen und drei Öffnungen. Dieser Rahmen wird in Folgendem nach dem vom Verfasser in dem Werk „Neuere Methoden zur Statik der Rahmen-tragwerke und der elastischen Bogenträger“²⁾ niedergelegten Verfahren berechnet.

Das Berechnungsverfahren setzt einen gesetzmäßigen Verlauf des Trägheitsmomentes voraus, der mit dem genauen, rechnungsmäßig zu ermittelnden Verlauf bis auf verschwindende Abweichungen übereinstimmt (s. Abb. 2 a. f. S.). Die Endergebnisse haben mithin Anspruch auf große Genauigkeit; sie stehen den nach dem gewöhnlichen Verfahren, unter genauer Berücksichtigung des veränderlichen Trägheitsmomentes bei Einteilung des Rahmens in eine Reihe von Elementen ermittelten Werten an Schärfe nicht zurück.

Die zusätzliche Berücksichtigung der Stützenkopfverschiebung bei dem folgenden Verfahren macht dies besonders zweckentsprechend und namentlich der Praxis zugänglich.

$$\begin{aligned} \text{Auflager} \quad & \left\{ \begin{aligned} \frac{d}{h} &= \frac{18}{180} = 0,10, \quad \frac{b_o}{b} = \frac{40}{160} = 0,25, \\ & \text{dafür } \mu = 0,392 \text{ und} \\ J_a &= 0,392 \cdot \frac{1,60 \cdot 1,80^3}{12} = 0,3048 \text{ m}^4. \end{aligned} \right. \\ \text{Stützen.} & \\ \text{Endstützen} \quad & J = \frac{0,40 \cdot 0,60^3}{12} = 0,0072 \text{ m}^4. \\ \text{Zwischenstützen} \quad & J = \frac{1,60 \cdot 0,50^3}{12} = 0,0167 \text{ m}^4. \end{aligned}$$

Ermittlung der Formänderungswinkel.

Balken. Die Winkel der Biegelinie am Auflager berechnen sich für das an einem Balkenende angreifende Moment $M=1$ (nach des Verfassers „Neuere Methoden ...“ S. 11) zu

$$\alpha = \frac{l}{2 \cdot E J_m} \cdot \varphi_a, \quad \beta = \frac{l}{6 \cdot E J_m} \cdot \varphi_b.$$

φ_a und φ_b hängen von der Balkenform ab und sind für

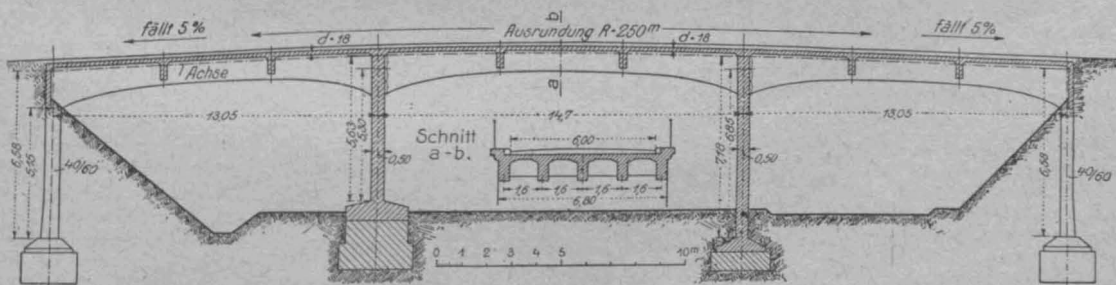


Abbildung 1. Gesamtanordnung der Straßenbrücke in Längs- und Querschnitt.

Ermittlung der Trägheitsmomente.

Wir benutzen die in dem Werk „Neuere Methoden ...“

S. 8 angegebene Formel für den Plattenbalken $J = \mu \cdot \frac{b h^3}{12}$,

wo μ eine von den Werten $b_o : b$ und $d : h$ abhängige, aus dem genannten Werk S. 9, zu entnehmende Zahl ist.

Unter Bezug auf die aus Abbildung 2 rechts oben ersichtlichen Querschnitte erhält man:

$$\begin{aligned} \text{Balkenmitte} \quad & \left\{ \begin{aligned} \frac{d}{h} &= \frac{18}{100} = 0,18, \quad \frac{b_o}{b} = \frac{40}{160} = 0,25, \\ & \text{dafür } \mu = 0,430 \text{ und} \\ J_m &= 0,430 \cdot \frac{1,60 \cdot 1,00^3}{12} = 0,0573 \text{ m}^4. \end{aligned} \right. \end{aligned}$$

gerade oder parabolische Vouten aus dem genannten Werk (S. 15 und 17) unter Bezug auf die Werte

$$c = \sqrt[3]{\frac{J_a}{J_m}} - 1, \quad \lambda = \frac{\text{Voutenlänge}}{\text{Balkenlänge}}$$

zu entnehmen.

Für die Endfelder und das Mittelfeld ist (s. Abb. 2)

$$c = \sqrt[3]{\frac{0,3048}{0,0573}} - 1 = 0,73, \quad \lambda = \frac{1}{3},$$

¹⁾ Ausführungsfirma: Wayss & Freytag Akt.-Ges. in Neustadt a. d. Haardt. Der genannten Firma habe ich die Unterlagen für das nachstehende Rechnungsbeispiel zu verdanken.

²⁾ Berlin 1916 (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn).

sodaß für parabolische Vouten nach der Tabelle S. 17 durch Zwischenschalten gefunden wird

$$g_a = 0,742 \text{ und } g_b = 0,867.$$

Mithin ist für die Endfelder

$$E\alpha = \frac{13,05}{2 \cdot 0,0573} \cdot 0,742 = 84,5 \text{ m}^{-3},$$

$$E\beta = \frac{13,05}{6 \cdot 0,0573} \cdot 0,867 = 32,9 \text{ m}^{-3},$$

und für das Mittelfeld

$$E\alpha = \frac{14,70}{2 \cdot 0,0573} \cdot 0,742 = 95,2 \text{ m}^{-3},$$

$$E\beta = \frac{14,70}{6 \cdot 0,0573} \cdot 0,867 = 37,1 \text{ m}^{-3}.$$

$$E\gamma_s = \frac{5,15^3}{4 \cdot 0,0072 \cdot (5,15^2 + 3 \cdot 6,58 \cdot 1,43)} = 86,6 \text{ m}^{-3}.$$

$$E\beta_s = \frac{5,30^3 \cdot (3 \cdot 5,63 - 2 \cdot 5,30)}{6 \cdot 5,63^2 \cdot 0,0167} = 55,7 \text{ m}^{-3},$$

$$E\gamma_s = \frac{5,30^3}{4 \cdot 0,0167 \cdot (5,30^2 + 3 \cdot 5,63 \cdot 0,33)} = 66,2 \text{ m}^{-3}.$$

$$E\beta_s = \frac{6,85^2 \cdot (3 \cdot 7,18 - 2 \cdot 6,85)}{6 \cdot 7,18^2 \cdot 0,0167} = 71,2 \text{ m}^{-3},$$

$$E\gamma_s = \frac{6,85^3}{4 \cdot 0,0167 \cdot (6,85^2 + 3 \cdot 7,18 \cdot 0,33)} = 89,1 \text{ m}^{-3}.$$

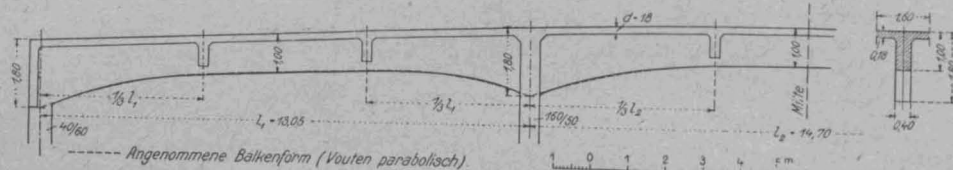


Abbildung 2. Angenommene und rechnermäßig ermittelte (punktierter) Balkenform.

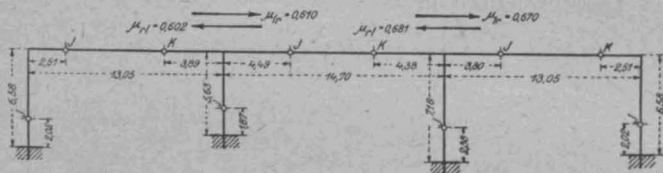


Abbildung 3 (links).
Lage der Festpunkte
und
Uebergangszahlen.

Für die Zwischenstützen (Stütze II u. III) wurde h' nicht bis Unterkante Voute, sondern um $\frac{2}{3}$ der Balkenhöhe am Auflager (von U.-K. Voute bis zur Balkenachse) darüber hinaus gemessen. Der Zuschlag ist angebracht, da die Zwischenstützen, hier eine durchlaufende Wand, viermal so breit sind als der Balkensteg, und mithin von Formänderungen schwerlich freibleiben werden.

Ermittlung der Festpunkte und Uebergangszahlen³⁾. (Abbildung 3).

J-Punkte u. Uebergangszahlen μ_{rl} .

Die anzuwendenden Gleichungen lauten

$$\gamma_a = \alpha - \beta \cdot \frac{l}{l-a},$$

$$\mu_{rl} = \frac{\gamma_s}{\gamma_s + \gamma_a},$$

$$a = \frac{l\beta}{\alpha + \mu_{rl} \cdot \gamma_a}.$$

Man hat links am Rahmen zu beginnen und die Gleichungen, indem man von Öffnung zu Öffnung nach rechts vorgeht, anzuwenden. γ_a berechnet man stets auf Grund des zuletzt erhaltenen Festpunkt-Abstandes; dann folgt, nachdem μ_{rl} bekannt ist, nach der Gleichung für a der Festpunkt für die nächste Öffnung. Um den ersten Festpunkt Abstand zu erhalten, hat man zu setzen $\mu_{rl} \cdot \gamma_a = \gamma_s =$ Winkel für die Endstütze.

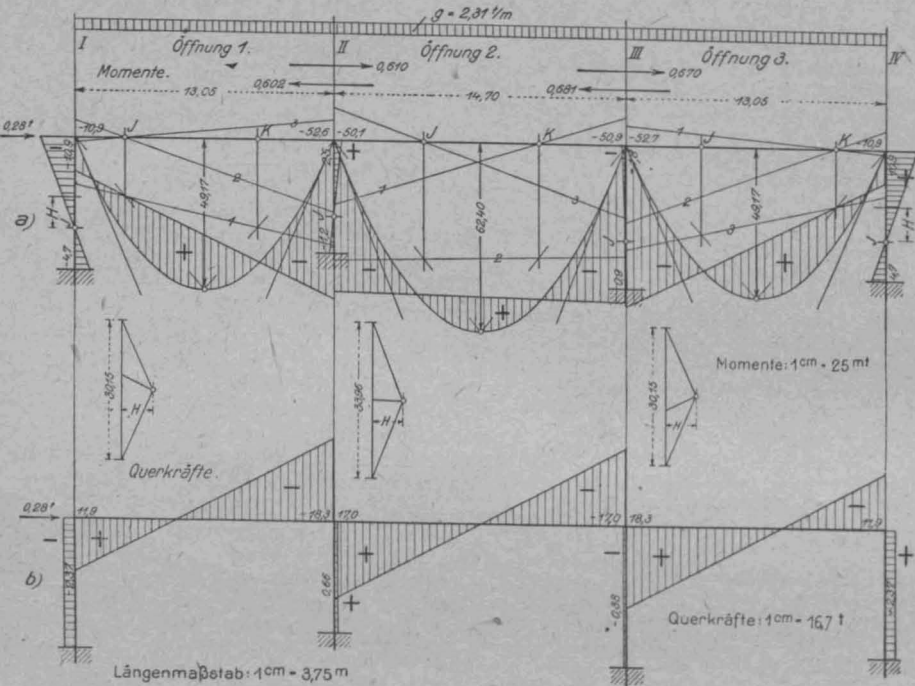


Abbildung 4 (Mitte).
Momente und Querkräfte für Eigengewicht.
Abbildung 5 (links). Werte γ_a und γ_b .

Stützen. Es ist bei drehbarer Stütze der dem Moment $M = 1$ gegenüberliegende Winkel β_s (entspr. β beim Balken) sowie der Winkel γ_s am Stützenkopf infolge $M_k = 1$ (M_k = Stützenkopfmoment) bei der fest eingespannten Stütze zu berechnen.

Dafür gelten die Gleichungen (vergl. „Neuere Methoden“ ... Seite 18)

$$\beta_s = \frac{h'^4 \cdot (3h - 2h')}{6h^2 \cdot EJ}, \quad \gamma_s = \frac{h^3}{4 \cdot EJ \cdot (h^2 + 3h \cdot (h - h'))}.$$

h ist die Höhe der Stütze vom Stützenfuß bis zur Balkenachse und h' desgl. jedoch bis Unterkante Voute (Balken). Stütze I und IV.

$$E\beta_s = \frac{5,15^2 \cdot (3 \cdot 6,58 - 2 \cdot 5,15)}{6 \cdot 6,58^2 \cdot 0,0072} = 134,2 \text{ m}^{-3},$$

$$\text{Öffnung 1} \quad a = \frac{13,05 \cdot 32,9}{84,5 + 86,6} = 2,51 \text{ m}, l-a = 10,54 \text{ m},$$

$$E\gamma_a = 84,5 - 32,9 \cdot \frac{13,05}{10,54} = 43,8 \text{ m}^{-3}.$$

$$\text{Stütze II} \quad \mu_{rl} = \frac{66,2}{66,2 + 43,8} = 0,602.$$

$$\text{Öffnung 2} \quad a = \frac{14,70 \cdot 37,1}{95,2 + 0,602 \cdot 43,8} = 4,49 \text{ m},$$

$$l-a = 10,21 \text{ m},$$

$$E\gamma_a = 95,2 - 37,1 \cdot \frac{14,70}{10,21} = 41,8 \text{ m}^{-3}.$$

3) S. „Neuere Methoden zur Statik der Rahmentragwerke“ Seite 20 ff. Dort ist für die Lösung auch ein zeichnerisches Verfahren angegeben.

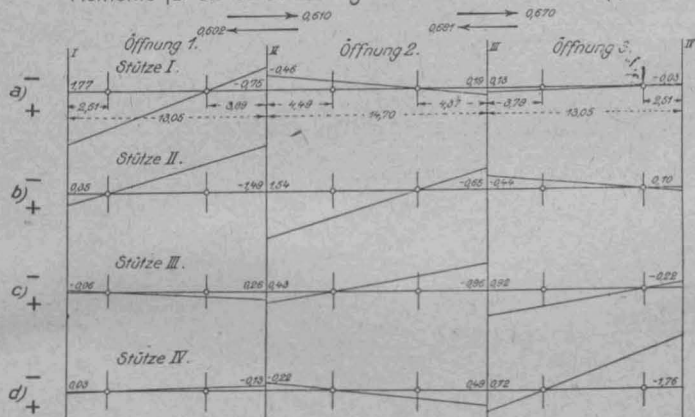
$$\begin{aligned} \text{Stütze III} \quad \mu_{tr} &= \frac{89,1}{89,1 + 41,8} = 0,681. \\ \text{Öffnung 3} \quad a &= \frac{13,05 \cdot 32,9}{84,5 + 0,681 \cdot 41,8} = 3,80 \text{ m}, \\ l - a &= 9,25 \text{ m}, \\ E\gamma_a &= 84,5 - 32,9 \cdot \frac{13,05}{9,25} = 38,1 \text{ m}^{-3}. \end{aligned}$$

K-Punkte und Uebergangszahlen μ_{tr} . Die anzuwendenden Gleichungen lauten

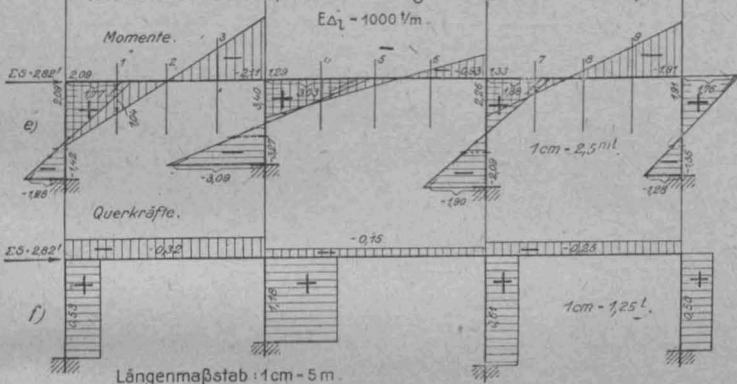
$$\gamma_b = a - \beta \cdot \frac{l}{l-b}, \quad \mu_{tr} = \frac{\gamma_s}{\gamma_s + \gamma_b}, \quad a = \frac{l\beta}{a + \mu_{tr} \cdot \gamma_b}$$

Man beginnt hier am Rahmenende rechts und geht sinngemäß wie vor nach rechts, nunmehr nach links vor.

Momente für die Verschiebung der einzelnen Stützenköpfe.



Momente und Querkräfte: Verschiebung sämtlicher Stützenköpfe.



Einflußlinie für die Stützenkopfverschiebung

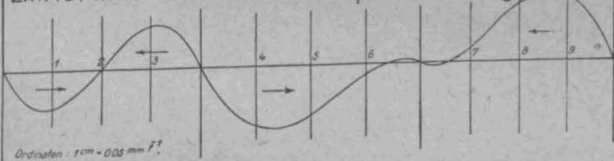


Abbildung 6. Einfluß der Verschiebung der Stützenköpfe auf Momente und Querkräfte.

$$\begin{aligned} \text{Öffnung 3} \quad b &= \frac{13,05 \cdot 32,9}{84,5 + 86,6} = 2,51 \text{ m}, \quad l - b = 10,54 \text{ m}, \\ E\gamma_b &= 84,5 - 32,9 \cdot \frac{13,05}{10,54} = 43,8 \text{ m}^{-3} \end{aligned}$$

$$\text{Stütze III} \quad \mu_{tr} = \frac{89,1}{89,1 + 43,8} = 0,670.$$

$$\begin{aligned} \text{Öffnung 2} \quad b &= \frac{14,7 \cdot 37,1}{95,2 + 0,670 \cdot 43,9} = 4,38 \text{ m}, \\ l - b &= 10,32 \text{ m}, \\ E\gamma_b &= 95,2 - 37,1 \cdot \frac{14,7}{10,32} = 42,4 \text{ m}^{-3}. \end{aligned}$$

$$\text{Stütze II} \quad \mu_{tr} = \frac{66,2}{66,2 + 42,4} = 0,610.$$

$$\begin{aligned} \text{Öffnung 1} \quad b &= \frac{13,05 \cdot 32,9}{84,5 + 0,610 \cdot 42,4} = 3,89 \text{ m}, \\ l - b &= 9,16 \text{ m}, \\ E\gamma_b &= 84,5 - 32,9 \cdot \frac{13,05}{9,16} = 37,6 \text{ m}^{-3}. \end{aligned}$$

J-Punkte für die Stützen.

Es ist (s. „Neuere Methoden...“ S. 18)

$$a = \frac{h'}{3} \cdot \frac{3h - 2h'}{2h - h'}$$

$$\text{Stütze I u. IV} \quad a = \frac{5,15}{3} \cdot \frac{9,44}{8,01} = 2,02 \text{ m}, \quad h - a = 4,56 \text{ m},$$

$$\text{Stütze II} \quad a = \frac{5,30}{3} \cdot \frac{6,29}{5,96} = 1,87 \text{ m}, \quad h - a = 3,76 \text{ m},$$

$$\text{Stütze III} \quad a = \frac{6,85}{3} \cdot \frac{7,84}{7,51} = 2,38 \text{ m}, \quad h - a = 4,80 \text{ m}.$$

Berücksichtigung des Eigengewichtes (s. Abb. 4). Das Eigengewicht für einen Hauptträger (Balken) ist $g = 2,31 \text{ t/m}$.

Die Momente beim Fall freier Auflagerung sind

$$\text{Öffnung 1 und 3} \quad M_o = \frac{2,31 \cdot 13,05^2}{8} = 19,17 \text{ mt},$$

$$\text{Öffnung 2} \quad M_o = \frac{2,31 \cdot 14,70^2}{8} = 62,40 \text{ mt}.$$

Die endgültigen Momente und Querkräfte für Eigengewicht sind aus Abbildung 4 ersichtlich. Sie werden nach dem bekannten Ritter'schen Verfahren erhalten (Prof. W. Ritter, „Graphische Statik“ Bd. III). Nur ist hier zu beachten, daß das Moment beim Ueberschreiten der Stützen auf Grund der ermittelten Uebergangszahlen zu verkleinern ist.

Dieses Verfahren setzt wagrecht unver-schiebliche Stützenköpfe voraus. In Wirklichkeit werden die Stützenköpfe — die sich frei seitwärts bewegen können — eine kleine Verschiebung ausführen, die durch die von links nach rechts wirkende, durch den Balken auf die Stützenköpfe vermittelte Kraft $0,28 \text{ t}$ wieder auf Null zurückzuführen ist. Diese Kraft $0,28 \text{ t}$, deren Gegenkraft dem Einfluß der Stützenkopfverschiebung gleichkommt, ist die Summe der Querkräfte für die Stützen ($-2,37 + 0,66 - 0,38 + 2,37 = 0,28 \text{ t}$, s. Abbildung 4 — vergl. auch „Neuere Methoden...“ S. 46 ff.).

Unter Bezug auf die nachstehenden Ausführungen sind die Zusatzmomente für die Stützenkopfverschiebung unschwer zu bestimmen — sie sollen jedoch, wegen ihrer Kleinheit, vernachlässigt werden.

Einfluß der Verschiebung der Stützenköpfe $E\Delta_1 = 1000 \text{ t/m}$.

Um den Einfluß der Verschiebung der Stützenköpfe bei den Einflußlinien und den Temperatur-Momenten zu berücksichtigen, ist es notwendig, zunächst die Momente für die Stützenkopfverschiebung $E\Delta_1 = 1000 \text{ t/m}$ (beliebige Annahme) festzustellen.

Einfluß der Verschiebung der einzelnen Stützenköpfe.

Es sind die folgenden Gleichungen anzuwenden (s. „Neuere Methoden...“ S. 41): Winkel am Stützenkopf

$$\tau = \frac{\Delta_1}{(h-a) \cdot \left(1 + \frac{\gamma_s}{\gamma_a} + \frac{\gamma_s}{\gamma_b}\right)};$$

$$\text{Balken-Moment links neben der Stütze} \quad M_b = -\frac{\tau}{\gamma_a},$$

$$\text{Balken-Moment rechts neben der Stütze} \quad M_a = \frac{\tau}{\gamma_b},$$

$$\text{Stützenkopf-Moment} \quad M_k = M_a - M_b,$$

$$\text{Stützenfuß-Moment} \quad M_u = -\frac{a}{h-a} \cdot \left(\frac{\Delta_1}{h \cdot \beta_s} + M_k\right).$$

γ_a, γ_b (desgl. M_a, M_b) beziehen sich auf die Balkenenden, die an γ_s angrenzen.

Unter Bezug auf Abbildung 5, woraus die bei der Ermittlung der Festpunkte und Uebergangszahlen bestimmten Werte γ_a, γ_b und γ_s ersichtlich sind, erhält man:

Stütze I (Abbildung 6a).

$$(h-a = 4,56 \text{ m}, a = 2,02 \text{ m}; E\gamma_s = 86,6 \text{ m}^{-3}, \gamma_a = \infty, E\gamma_b = 37,6 \text{ m}^{-3}; E\beta_s = 134,2 \text{ m}^{-3}),$$

$$E\tau = \frac{1000}{4,56 \cdot \left(1 + 0 + \frac{86,6}{37,6}\right)} = 66,4 \text{ m}^{-3},$$

$$M_a = \frac{66,4}{37,6} = 1,77 \text{ mt} \quad (\text{Oeffn. 1}),$$

$$M_k = 1,77 \text{ mt},$$

$$M_u = -\frac{2,02}{4,56} \cdot \left(\frac{1000}{6,58 \cdot 134,2} + 1,77\right) = -1,28 \text{ mt}.$$

Stütze II (Abbildung 6b).

$$(h-a = 3,76 \text{ m}, a = 1,87 \text{ m}; E\gamma_s = 66,2 \text{ m}^{-3}, E\gamma_a = 43,8 \text{ m}^{-3},$$

$$E\gamma_b = 42,4 \text{ m}^{-3}; E\beta_s = 55,7 \text{ m}^{-3}),$$

$$E\tau = \frac{1000}{3,76 \cdot \left(1 + \frac{66,2}{43,8} + \frac{66,2}{42,4}\right)} = 65,3 \text{ m}^{-3};$$

$$M_b = -\frac{65,3}{43,8} = -1,49 \text{ mt} \quad (\text{Oeffn. 1}),$$

$$M_a = \frac{65,3}{42,4} = 1,54 \text{ mt} \quad (\text{Oeffn. 2}),$$

$$M_k = 1,54 + 1,49 = 3,03 \text{ mt},$$

$$M_u = -\frac{1,87}{3,76} \cdot \left(\frac{1000}{5,63 \cdot 55,7} + 3,03\right) = -3,09 \text{ mt}.$$

Stütze III (Abbildung 6c).

$$(h-a = 4,80 \text{ m}, a = 2,38 \text{ m}; E\gamma_s = 89,1 \text{ m}^{-3}, E\gamma_a = 41,8 \text{ m}^{-3},$$

$$E\gamma_b = 43,8 \text{ m}^{-3}, E\beta_s = 71,2 \text{ m}^{-3})$$

$$\tau = \frac{1000}{4,56 \cdot \left(1 + \frac{89,1}{41,8} + \frac{89,1}{43,8}\right)} = 40,3 \text{ m}^{-3};$$

$$M_b = -\frac{40,3}{41,8} = -0,96 \text{ mt} \quad (\text{Oeffn. 2}),$$

$$M_a = \frac{40,3}{43,8} = 0,92 \text{ mt} \quad (\text{Oeffn. 3}),$$

$$M_k = 0,92 + 0,96 = 1,88 \text{ mt},$$

$$M_u = -\frac{2,38}{4,80} \cdot \left(\frac{1000}{7,18 \cdot 71,2} + 1,88\right) = -1,90 \text{ mt}.$$

Stütze IV (Abbildung 6d).

$$(h-a = 4,56 \text{ m}, a = 2,02 \text{ m}; E\gamma_s = 86,6 \text{ m}^{-3},$$

$$E\gamma_a = 38,1 \text{ m}^{-3}, E\gamma_b = \infty, E\beta_s = 134,2 \text{ m}^{-3})$$

$$\tau = \frac{1000}{4,56 \cdot \left(1 + \frac{86,6}{38,1} + 0\right)} = 67,0 \text{ m}^{-3};$$

$$M_b = -\frac{67,0}{38,1} = -1,76 \text{ mt} \quad (\text{Oeffnung 3}),$$

$$M_k = 1,76 \text{ mt},$$

$$M_u = -\frac{2,02}{4,56} \cdot \left(\frac{1000}{6,58 \cdot 134,2} + 1,76\right) = -1,28 \text{ mt}.$$

Abbildung 6 a, b, c und d enthalten die zeichnerische Darstellung, wobei die einzelnen Momentenflächen unter Bezug auf die Festpunkte und Uebergangszahlen vervollständigt sind.

Einfluß der Verschiebung sämtlicher Stützenköpfe.

Man hat nun den Einfluß der Verschiebung sämtlicher Stützenköpfe festzulegen; dazu sind die ermittelten Momentenflächen (Abbildung 6 a, b, c und d) zu summieren. Abbildung 6 e enthält das Ergebnis.

Aus Abbildung 6 f sind die Querkräfte ersichtlich, welche unter Bezug auf die Momente der Abbildung 6 e wie folgt zu berechnen sind.

$$\text{Balken } Q = -\frac{M_a - M_b}{l}, \quad \text{Stützen } Q = \frac{M_k - M_u}{h}.$$

Man erhält Oeffnung 1, 2 und 3

$$Q = -\frac{2,09 + 2,11}{13,05} = -0,32 \text{ t}, \quad Q = -\frac{1,29 + 0,93}{14,70} = -0,15 \text{ t},$$

$$Q = -\frac{1,33 + 1,91}{13,05} = -0,25 \text{ t}.$$

Stütze I, II, III und IV

$$Q = \frac{2,09 + 1,42}{6,58} = 0,53 \text{ t}, \quad Q = \frac{3,40 + 3,27}{5,63} = 1,18 \text{ t},$$

$$Q = \frac{2,26 + 2,10}{7,18} = 0,61 \text{ t}, \quad Q = \frac{1,91 + 1,35}{6,58} = 0,50 \text{ t},$$

daraus folgt $\Sigma Q = 2,82 \text{ t}$ und die Erzeugungskraft für die $E\Delta_l = 1000 \text{ t/m}$ entsprechende Verschiebung ist also $\Sigma S = \Sigma Q = 2,82 \text{ t}$.

Der Einfluß der Verschiebung der Stützenköpfe beim Eigengewicht ist durch Vervielfältigen der Momente der Abbildung 6 e mit

$$\mu = -\frac{0,28}{2,82} = -0,099$$

zu bestimmen. —

(Schluß folgt.)

Vermischtes.

Vorschläge zu Sparmaßnahmen im Eisenbetonbau in Oesterreich. Auf Ersuchen des Kriegsministeriums hat der Oesterreich. Ing.- und Arch.-Verein ein Gutachten über die vorstehende Frage abgegeben, das von seinem Eisenbeton-Ausschuß, Berichterstatter Ob.-Brt. Dr. v. Emperger, bearbeitet ist. (Vgl. Zeitschrift d. oesterr. Ing.- u. Arch.-Vereins Heft 36/1918.) Es erstreckt sich auf Ersparnis an Eisen, Zement, Holz und geistiger Arbeit und macht schließlich Abänderungsvorschläge zu den ministeriellen Vorschriften vom 15. Juni 1911.

Eine Ersparnis an Eisen, die auf 15% mit Sicherheit veranschlagt wird, soll durch Erhöhung der zulässigen Beanspruchung des Flußeisens von 1000 auf 1200 kg/qcm erreicht werden. (Nur für Platten unter 8 cm Stärke ist an 1000 kg/qcm festzuhalten.) Durch Fortlassung aller nicht unbedingt nötigen Ueberlängen, Zulageisen usw. kann die Ersparnis noch erhöht werden. Eine bedeutende Ersparnis an Zement, die auf 50% gegenüber einer strengen Durchführung der bisher geltenden Bestimmungen, die bestimmte Mischungsverhältnisse für bestimmte Betonfestigkeiten vorschreiben, geschätzt wird, soll dadurch erreicht werden, daß lediglich die Druckfestigkeiten als Gütemaßstab genommen werden und nur für Eisenbetonbauten ein Mindestzusatz von 280 kg Zement auf 1 cbm, für Stampfbetonbauten von 120 kg/cbm verlangt wird. Im übrigen bleibt es der angemessenen Auswahl der Baustoffe, der Mischung und Verarbeitung durch den Unternehmer überlassen, die erforderlichen Betonfestigkeiten zu erzielen. Für diese sind für 170, 150, 130 kg/qcm Würfelstärke nach 6 Wochen die zulässigen Beanspruchungen i. Allg. festzuhalten. Für Säulen ist jedoch die verlangte Sicherheit von einer 6fachen auf eine 1 1/2 fache herabgesetzt, d. h. die zulässige Druckbeanspruchung von 28, 25, 22 kg/qcm auf 31, 27, 24 kg/qcm im Hochbau erhöht. Die für umschnürte Druckglieder bestimmter Patente zugelassene Berechnungsweise mit entspr. höheren Festigkeitszahlen wird auf alle Systeme mit dicken, runden, gut verankerten Bügeln ausgedehnt. Ferner ist eine Erhöhung der Druckfestigkeit bei Schrägen oder Hohlkehlen von Plattenbalken im Anschluß an Stützen um 20% zugelassen (höchstens aber 50 kg/qcm Druck), womit an Rippenbreite, also Beton, und an Druckeisen gespart wird. Für hochwertige Zemente, mit über 250 kg/qcm, sind Festigkeitserhöhungen zugelassen, die im Hochbau auf 1/4 der Würfelstärke bei exzentrischem Druck, höchstens aber 60 kg/qcm, für Zug dabei auf 27 kg/qcm, für reinen Druck auf 1/8 der Würfelstärke, höchstens aber 45 kg/qcm bemessen sind. (Für reinen Stampfbeton sind die Höchstwerte 50 kg/qcm Druck, 3 kg/qcm Zug, 4 kg/qcm Scher-, Schub- und Hauptzug-Spannung.) Bei Straßenbrücken ist für hochwertigen Zement eine Erhöhung gegenüber den zulässigen Spannungen bei 170 kg/qcm Würfelstärke um 20% zugelassen, wobei jedoch die Schub- usw. -Spannungen auf 4,5 kg/qcm für Eisenbeton, 3 kg/qcm für Stampfbeton beschränkt bleiben. Zur Ersparnis an Holz wird unter bestimmten Bedingungen eine Verkürzung der Ausrüstungsfristen vorgeschlagen, die eine häufigere Verwendung der Schalungen usw. gestatten. Die Ersparnis an geistiger Arbeit durch Vereinfachung der Berechnungen ist späterer Zeit vorbehalten, da die Meinungen hier noch stark auseinander gingen. Nur für Hochbauten ist der Nachweis der Zugspannungen auf den Ausnahmefall des Vorhandenseins dem Beton schädlicher Gase beschränkt worden. —

Ein neuer Vorschlag über große Seehafenmauern. In dem gleichnamigen Aufsatz in No. 16 der „Mitteilungen“, S. 102 rechte Spalte, letzter Absatz muß es statt „In die Abbildung 1... ist die entstehende Stützlinie in den Pfeiler schieb eingetrag“ in den „Pfeilerschnitt“ eingetragen heißen. —

Inhalt: Berechnung eines Hauptträgers der Brücke Klengen. — Vermischtes. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin. Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin. Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

15. Jahrgang 1918.

No 18.

Berechnung eines Hauptträgers der Brücke Klengen.

Von Ingenieur A. Straßner in Frankfurt a. Main. (Schluß.)

Hierzu die Abbildungen S. 113.

Ermittlung der Einflußlinien für Momente und Querkkräfte.

Die Aufgabe zerfällt in die Bestimmung der Einflußlinien bei seitlich unverschieblichen Stützenköpfen und die Ermittlung des Einflusses der Stützenkopf-Verschiebung, welchen man zusätzlich zu berücksichtigen hat.

Die Einflußlinien bei unverschieblichen Stützenköpfen. Für den Balken stellt man fest:

$$n = \frac{J_m}{J_a} = \frac{0,0573}{0,3048} = \sim 0,20, \quad \lambda = \frac{1}{3}.$$

Nun sind die Momente für die wandernde Einzellast ($P=1$) unter Bezug auf die unten stehende Tabelle zu bestimmen.

Die Werte von $-S_a : a$ und $-S_b : b$, die für die einzelnen Öffnungen dieselben sind, wurden aus dem Werk des Verfassers „Neue Methoden zur Statik der Rahmen-tragwerke“, Seite 32, entnommen. Es gelten die Zahlen rechts für parabolische Vouten (Gesetz III).

Nunmehr sind die Momente und Querkkräfte für die wandernde Einzellast in der bekannten Weise zu bestimmen, desgleichen auch die Einflußlinien (s. Abb. 7 und 8 gestrichelte Linien).

Einflußlinie für die Stützenkopf-Verschiebung.

Die Ermittlung geschieht nach dem Werk „Neuere Methoden...“, Seite 46/47 (s. a. S. 114). Auf Grund der aus Abb. 6 e in No. 17, S. 107 hervorgehenden Momente M_a und M_b und unter Bezug auf die bereits festgestellten Größen $-S_a : a$ und $-S_b : b$ wird die a. S. 110 folgende Tabelle bestimmt, durch die die in Abb. 6 unten dargestellte Einflußlinie für die Stützenkopf-Verschiebung festliegt. Außerdem werden zugleich für die verschiedenen Lastangriffspunkte die Werte von μ bekannt, mittels deren die zusätzlichen Einflußlinien-Ordinaten zu finden sind.

Im Punkt 1 (Lastangriffspunkt), wofür $\mu = 0,024$, sind die zusätzlichen Einflußlinien-Ordinaten gleich $0,024 \cdot M$, wobei M das Moment beim Zustand $\Sigma S = 2,82^t$ (s. Abb. 6 e)

ist, und zwar in demjenigen Schnitt, für den die betreffende Einflußlinie gilt. Im Punkt 2, für den $\mu = -0,001$, sind die zusätzlichen Einflußlinien-Ordinaten gleich $-0,001 \cdot M$; im Punkt 3, mit $\mu = 0,026$, gleich $-0,026 \cdot M$, wobei M stets die vorerwähnte Bedeutung hat, also jeweils das Moment in demjenigen Schnitt ist, für welchen die betreffende Einflußlinie gilt.

Bei den Querkkraftlinien ist nur, anstatt des Momentes in dem der Einflußlinie zugehörigen Schnitt, die Querkkraft in Betracht zu ziehen.

Um die zusätzlichen Einflußlinien- oder Querkkraftlinien-Ordinaten zu erhalten, multipliziert man mithin das Moment bzw. die Querkkraft, die beim Zustand ΣS in dem zugehörigen Schnitt entsteht, der Reihe nach mit den den Lastangriffspunkten zugeordneten μ -Werten (Vergl. die Abbildungen 7 und 8).

Für die erste Einflußlinie der Abb. 7 ist $M = 2,09^t$ (Einspannmoment links, s. Abb. 6 e) und $\Delta \eta = 2,09 \cdot \mu$. Für die zweite Einflußlinie (Schnitt 1) ist $M = 1,04^t$ und $\Delta \eta = 1,04 \cdot \mu$. Für die dritte Einflußlinie (Schnitt 2) ist $M = \infty$ und $\Delta \eta = \infty$ usw.

Die Zusatzordinaten ($\Delta \eta$) sind zu den Ordinaten der Einflußlinie für die Stützenkopf-Verschiebung (Abb. 6 unten) proportional. Sie fallen umso größer aus, je größer in dem zugehörigen Schnitt das Moment bzw. die Querkkraft infolge ΣS (s. Abb. 6 e und f) ist.

Im großen und ganzen ergibt sich, daß der Einfluß der Stützenkopf-Verschiebung bei dem vorliegenden Beispiel nicht sehr ins Gewicht fällt. Bei verschiedenen Einflußlinien war $\Delta \eta$ wegen der Kleinheit nicht mehr darzustellen: bei den Querkkraftlinien mußte aus diesem Grunde die Berücksichtigung überhaupt unterbleiben.

Berücksichtigung der Verkehrsbelastung.

Es wird die gleichmäßig verteilte Last $p = 0,45^t/m^2$ in Verbindung mit einem 12^t schweren Lastwagen in Rechnung gestellt. Das dementsprechende Belastungsschema ersieht man aus Abb. 7 (rechts oben): es ergeben sich zwei Einzellasten von je $4,1^t$ und die gleichmäßig verteilte Last $q = 0,72^t/m$.

Tabelle für die Schlußlinien - Senkung:

	Öffnung 1			Öffnung 2			Öffnung 3		
	$a = 2,51^m$	$b = 3,89^m$		$a = 4,49^m$	$b = 4,38^m$		$a = 3,80^m$	$b = 2,51^m$	
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
$-S_a : a =$	0,317	0,388	0,240	0,317	0,388	0,240	0,317	0,388	0,240
$-S_b : b =$	0,240	0,388	0,317	0,240	0,388	0,317	0,240	0,388	0,317
$-S_a =$	0,80	0,97	0,60	1,42	1,74	1,08	1,20	1,47	0,91
$-S_b =$	0,93	1,51	1,23	1,05	1,70	1,39	0,60	0,97	0,80

Tabelle für die Stützenkopf-Verschiebung und die Ermittlung der zusätzlichen Einflußlinien-Ordinaten.

		Oeffnung 1			Oeffnung 2			Oeffnung 3			} Momente aus Abbildung 6e
		$M_a = 2,09 \text{ mt},$ $M_b = -2,11 \text{ mt},$			$M_a = 1,29 \text{ mt},$ $M_b = -0,93 \text{ mt},$			$M_a = 1,33 \text{ mt},$ $M_b = -1,91 \text{ mt},$			
		Lastpunkt			Lastpunkt			Lastpunkt			
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	
(Vgl. „Neuere Methoden . . .“ Seite 81.)	$-S_a : a =$	0,317	0,388	0,240	0,317	0,388	0,240	0,317	0,388	0,240	} Aus „Neuere Methoden . . .“ S.32
	$-S_b : b =$	0,240	0,388	0,317	0,240	0,388	0,317	0,240	0,388	0,317	
	$E\delta_a = -\frac{S_a}{a} \cdot El\beta =$	136	166	103	—	—	—	136	166	103	} $El\beta = 13,05 \cdot 32,9 = 429,3 \text{ m}^{-2}$
	$E\delta_b = -\frac{S_b}{b} \cdot El\beta =$	103	166	136	—	—	—	103	166	136	
	$E\delta_a = -\frac{S_a}{a} \cdot El\beta =$	—	—	—	173	212	131	—	—	—	} $El\beta = 14,70 \cdot 37,1 = 545,4 \text{ m}^{-2}$
	$E\delta_b = -\frac{S_b}{b} \cdot El\beta =$	—	—	—	131	212	173	—	—	—	
	$\frac{E\delta_a \cdot M_a}{\Sigma S} =$	101	123	76	79	97	60	64	78	49	} $\Sigma S = 2,82 \text{ t (s. Abbildung 6e)}$
	$\frac{E\delta_b \cdot M_b}{\Sigma S} =$	-77	-124	-102	-43	-70	-57	-70	-112	-92	
	$E\Delta_{10} = \frac{E\delta_a \cdot M_a}{\Sigma S} + \frac{E\delta_b \cdot M_b}{\Sigma S} =$	24	-1	-26	36	27	3	-6	-34	-43	} in mm ($E = 2000000 \text{ t/m}^2$)
	$\Delta_{10} = E\Delta_{10} : 2000 =$	0,012	-0,001	-0,013	0,018	0,014	0,002	-0,003	-0,017	-0,022	
	$\mu = \frac{E\Delta_{10}}{E\Delta_{10}} = \frac{E\Delta_{10}}{1000} =$	0,024	-0,001	-0,026	0,036	0,027	0,003	-0,006	-0,034	-0,043	

Die Summe der positiven und negativen Einflußlinien-Ordinaten und Einflußflächen ist für den Fall der ungünstigsten Belastung in den Abb. 7 und 8 für die einzelnen Einflußlinien (rechts) angegeben worden.

Die Momente betragen (s. Abb. 7)

Oeffnung 1 (Einspannmoment links)

$$-M = 1,37 \cdot 4,1 + 2,30 \cdot 0,72 = 7,3 \text{ mt},$$

$$+M = 0,68 \cdot 4,1 + 0,60 \cdot 0,72 = 3,2 \text{ „}$$

Oeffnung 1 (Schnitt 1)

$$-M = 0,$$

$$+M = 2,15 \cdot 4,1 + 0,50 \cdot 0,72 = 9,2 \text{ mt, usw.}$$

Die Querkräfte betragen (s. Abb. 8)

Oeffnung 1 (Q_a — Linie)

$$+Q_a = 1,66 \cdot 4,1 + 1,25 \cdot 0,72 = 7,7 \text{ t}; (-Q_b = 13,1 - 7,7 = 5,4 \text{ t}),$$

$$-Q_a = 0,22 \cdot 4,1 + 0,20 \cdot 0,72 = 1,0 \text{ t}; (-Q_b = 1,0 \text{ t}).$$

Oeffnung 1 (Q_b — Linie)

$$-Q_b = 1,79 \cdot 4,1 + 3,25 \cdot 0,72 = 9,7 \text{ t}; (+Q_a = 13,1 - 9,7 = 3,4 \text{ t}),$$

$$+Q_b = 0,08 \cdot 4,1 + 0,05 \cdot 0,72 = 0,4 \text{ t}; (+Q_a = 0,4 \text{ t}), \text{ usw.}$$

Außer den aus den Einflußlinien berechneten Auflager-Querkraften ist stets für die gleiche Laststellung in den Klammern noch die Querkraft für das entgegengesetzte Auflager bestimmt worden. Z. B. entsteht mit $Q_a = 7,7 \text{ t}$ am Auflager links, die Querkraft $-Q_b = 5,4 \text{ t}$ am Auflager rechts usw. Am besten erhält man, nachdem die aus den Einflußlinien hervorgehenden Querkraften bekannt sind, die Querkraft am entgegengesetzten Auflager (absolut genommen), indem man stets die bekannte Querkraft von der Belastung für die betreffende Oeffnung abzieht. Die Belastung ist

$$\text{für die Endöffnungen gleich } 2 \cdot 4,1 + 6,85 \cdot 0,72 = 13,1 \text{ t},$$

$$\text{„Mittelloffnung“ } 2 \cdot 4,1 + 8,50 \cdot 0,72 = 14,3 \text{ t}.$$

Im Falle die Belastung für die betreffende Oeffnung Null ist, wird Q_a gleich Q_b .

Temperaturmomente.

Wir berücksichtigen für den Balken eine Wärmeschwankung um 15° C . Nachstehend werden die Momente für die Erwärmung festgestellt; die Momente für den Temperaturabfall sind durch Umkehren der Vorzeichen zu bestimmen.

Die Verlängerung der Balken ist

$$\text{Oeffnung 1 und 3 } \lambda = 0,000\,012 \cdot 15 \cdot 13,05 = 0,00\,235 \text{ m},$$

$$\text{„2“ } \lambda = 0,000\,012 \cdot 15 \cdot 14,70 = 0,00\,264 \text{ m},$$

sodaß die Verschiebung der Stützenköpfe, wenn der Querschnitt in Rahmenmitte keine seitliche Verschiebung ausführt (vorläufige Annahme)

$$\text{Stütze I, } \Delta_1 = -0,00\,367 \text{ m, } E\Delta_1 = -7340 \text{ t/m},$$

$$\text{„II, } \Delta_1 = -0,00\,132 \text{ „, } E\Delta_1 = -2640 \text{ „,}$$

$$\text{Stütze III, } \Delta_1 = 0,00\,132 \text{ „, } E\Delta_1 = 2640 \text{ t/m},$$

$$\text{„IV, } \Delta_1 = 0,00\,367 \text{ „, } E\Delta_1 = 7340 \text{ „.}$$

Das Elastizitätsmaß E ist mit $E = 2000\,000 \text{ t/m}^2$ eingesetzt.

Die Momente für die berechneten Verschiebungen werden erhalten, indem man die Momente für die Annahme $E\Delta_1 = 1000 \text{ t/m}$ (s. Abb. 6) jeweils mit $\mu =$ tatsächliche Verschiebung durch angenommene Verschiebung ($E\Delta_1 = 1000$) vervielfältigt und die erhaltenen einzelnen Flächen summiert. Für μ gelten mithin die vorstehenden Werte von $E\Delta_1$ (-3740 , -2640 usw.) geteilt durch 1000.

Man erhält

$$\text{Stütze I (Abb. 9a), } \mu = -\frac{7340}{1000} = -7,34,$$

$$M_a = -7,34 \cdot 1,77 = -13,0 \text{ mt (Oeffn. 1),}$$

$$M_k = -7,34 \cdot 1,77 = -13,0 \text{ „},$$

$$M_u = -7,34 \cdot (-1,28) = 9,4 \text{ „}.$$

$$\text{Stütze II (Abb. 9b), } \mu = -\frac{2640}{1000} = -2,64,$$

$$M_b = -2,64 \cdot (-1,49) = 3,9 \text{ mt (Oeffn. 1),}$$

$$M_a = -2,64 \cdot 1,54 = -4,1 \text{ mt (Oeffn. 2),}$$

$$M_k = -2,64 \cdot 3,03 = -8,0 \text{ „},$$

$$M_u = -2,64 \cdot (-3,09) = 8,2 \text{ mt, usw.}$$

Abb. 9 a, b, c und d enthalten die zeichnerische Darstellung. Die einzelnen Momentflächen sind unter Bezug auf die Festpunkte und Uebergangszahlen vervollständigt.

Abb. 9 e stellt die Momente für die Verschiebung insgesamt dar und ist durch Summieren der erhaltenen Flächen (Abb. 9 a, b, c und d) bestimmt.

Die Querkräfte für die Stützen betragen

$$\text{Stütze I } Q = \frac{-13,9 - 9,8}{6,58} = -3,60 \text{ t},$$

$$\text{„II } Q = \frac{-10,3 - 9,3}{5,63} = -3,48 \text{ t},$$

$$\text{„III } Q = \frac{6,5 + 5,8}{7,18} = 1,71 \text{ t},$$

$$\text{„IV } Q = \frac{13,6 + 9,7}{6,58} = 3,54 \text{ t},$$

$$\Sigma Q = -1,83 \text{ t}.$$

Die Kraft $\Sigma Q = -1,83 \text{ t}$ ist eine Folge der unzutreffenden Annahme, daß der Querschnitt in Rahmenmitte keine seitliche Verschiebung ausführt. Im Symmetriefalle wäre ohne weiteres $\Sigma Q = 0$. Hier ist noch eine Zusatzfläche zu berücksichtigen (Abb. 9 f); diese ergibt sich

durch Vervielfältigen der Momente der Abb. 6 e, die die Erzeugungskraft 2,82 t haben, mit

$$\mu = -\frac{1,83}{2,82} = 0,65.$$

Man erhält

$$\text{Oeffnung 1 } M_a = 0,65 \cdot 2,09 = 1,4 \text{ mt,}$$

$$M_b = 0,65 \cdot (-2,11) = -1,4 \text{ mt,}$$

$$\text{Oeffnung 2 } M_a = 0,65 \cdot 1,29 = 0,8 \text{ mt,}$$

$$M_b = 0,65 \cdot (-0,93) = -0,6 \text{ mt, usw.}$$

Abb. 9 f enthält das Ergebnis.

Fügt man die Zusatzfläche (Abb. 9 f) der Momentenfläche (Abb. 9 e) hinzu, so erhält man die aus Abb. 9 g ersichtlichen endgültigen Momente.

Die Querkräfte sind in Abb. 9 h enthalten. Sie sind in der bekannten Weise zu bestimmen. Nunmehr muß die Summe der Querkräfte für die Stützen gleich Null sein; es ist $\Sigma Q = -3,3 - 2,7 + 2,1 + 3,9 = 0$.

Die E-fache Verschiebung des ursprünglich unverschieblich gedachten Querschnittes in Rahmenmitte nach rechts ist $E \cdot J_1 = 0,65 \cdot 1000 = 650 \text{ t/m.}$

Der seitlich unverschiebliche Querschnitt liegt daher links von der Mitte, und zwar, wie aus

$$0,000012 \cdot 15 \cdot 2000000 \cdot x = 650$$

hervorgeht, im Abstände

$$x = \frac{650}{360} = 1,81 \text{ m.}$$

Die Grenzwerte der Momente und Querkräfte.

Abb. 8 enthält unten die zeichnerische Darstellung. Die Momentenkurven sind durch sinngemäße Summierung der ermittelten Momente für Eigengewicht, Verkehrslast und Temperatur zu bestimmen. Die Querkräfte lassen sich durch parabolische Uebergangskurven darstellen, die sich an die äußersten der ähnlich wie die Momentengeraden festgelegten Querkraftgeraden an den Auflagern stetig anschließen.

Die Normalkraft im Balken erzeugt im höchsten Falle die Spannung $\sigma = 1,5 \text{ kg/cm}^2$ — diese kann vernachlässigt werden. Man hat es somit mit einfacher Biegung beim Plattenbalken zu tun. Für die Stützen ist die Normalkraft von Bedeutung und ist durch Summieren der größten Querkräfte in den angrenzenden Auflagerquerschnitten des Balkens (absolut genommen) zu bestimmen.

Hinsichtlich der Entwicklung und der genauen Auslegung des angewandten Berechnungsverfahrens sei nochmals auf das bereits mehrfach erwähnte Werk des Ver-

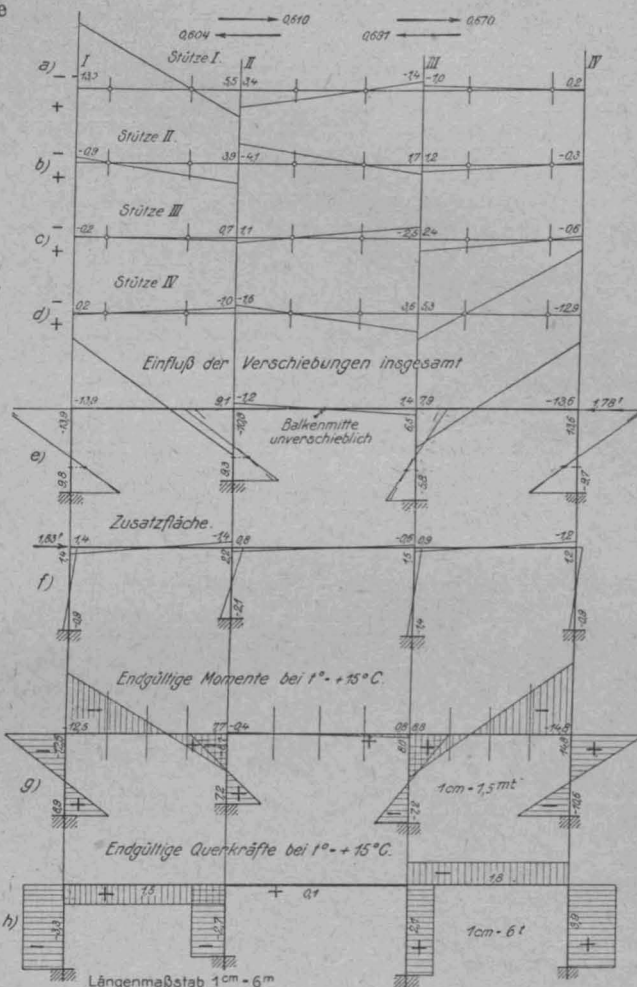


Abbildung 9. Temperatur-Momente und -Querkräfte.

fassers: „Neuere Methoden zur Statik der Rahmentragwerke und der elastischen Bogenträger“, Berlin 1916 (Verlag von W. Ernst & Sohn), verwiesen. —

Zur Berechnung der Pfahlroste.

Von Dipl.-Ing. O. Henkel in Magdeburg.



tützmauern, Brückenwiderlager, Pfeiler usw. werden häufig auf Pfahlroste gesetzt, um so die Tragfähigkeit tiefer liegender Bodenschichten nutzbar zu machen. Allerdings ist dabei zu beachten, daß Pfahlroste nicht überall anwendbar sind; so dürfen Holzpfähle nur unter Grundwasser stehen, Betonpfähle nicht ungeschützt im Moorwasser usw.

In der Regel werden die Pfahlroste so bemessen, daß sie die volle Last des aufgelagerten Bauwerkes mit Sicherheit dem tiefer liegenden, tragfähigen Boden zuführen können. Es kommen jedoch auch Fälle vor, wo nur ein Teil der Bauwerkslast auf die tiefer liegenden Schichten durch den Pfahlrost übertragen wird, während der restliche Teil unmittelbar von dem anstehenden Boden, der Bausohle, aufzunehmen ist. Nach dem Handbuch für Eisenbeton, 2. Auflage, III. Band, S. 151, kann in solchen Fällen die Bausohle noch mit 0,5 bis 0,8 kg/qcm belastet werden; Probebelastungen werden jeweils über den zu wählenden Wert Aufschluß geben. Trotzdem wird hierbei die Lastverteilung eine mehr gefühlsmäßige bleiben, denn bei einem genauen Verfahren müßten die Elastizität des Bodens und des Pfahles, die Pfahlreibung, der Widerstand der tiefer liegenden Bodenschichten u. a. erfaßt werden; das sind aber fast alles Werte, die sich zahlenmäßig nur sehr ungenau festlegen lassen.

1. Der Pfahlrost hat die gesamte Bauwerkslast zu tragen.

Der unmittelbar auf dem Pfahlrost ruhende Bauteil, die Grundmauer (Fundament), wird i. d. R. von verschiedenen gerichteten Kräften (Eigengewicht, Auflast, Erdruck, Winddruck u. a.) beeinflusst, die sich zu einer Mittelkraft R zusammensetzen lassen (Abbildung 1). Bei wechselnder Auflast wird jedoch R Größe und Richtung ändern, in-

folgedessen wird es auch meist nötig sein, verschiedene Belastungsfälle zu untersuchen.

Für die Untersuchung ist es zweckmäßig, die Mittelkraft R in zwei Seitenkräfte N und H zu zerlegen, derart daß N winkelrecht zur Bausohle und H in Richtung der Bausohle wirkt. Durch die Kraft N werden die Pfähle hauptsächlich auf Druck, durch die Kraft H auf Biegung beansprucht. Die Kraft H kann aber auch durch eine Spundwand und den passiven Erddruck der vorgelagerten Bodenmasse aufgenommen werden; dies wird besonders bei tief liegendem Pfahlrost zutreffen, der dann nur noch der Kraft N Genüge zu leisten hat. Bei hoch liegendem Pfahlrost läßt sich H ausschalten, wenn die Pfähle in Richtung von R eingerammt werden; bei beweglicher Auflast mit veränderlichem R muß jedoch auch die Biegefestigkeit der Pfähle in Anspruch genommen werden. Ist letztere auszuschneiden, dann sind verschiedene gerichtete Schrägpfähle anzuwenden, die ihrerseits wieder zu Pfahlböcken zusammen gefaßt werden können; einzelne Pfähle müssen u. U. als Zugpfähle ausgeführt werden.

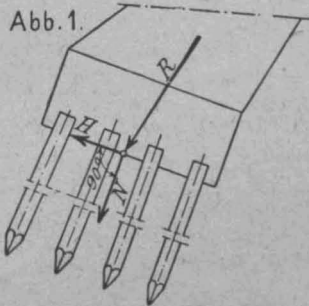


Abb. 1.

- a. Der Pfahlrost unter dem Einfluß von N .

Im Allgemeinen wird die Grundmauer mit dem Pfahlrost nicht zugfest verbunden, daher ist es zweckmäßig, die Gründung so auszuführen, daß sämtliche Pfähle Druck bekommen; die Kraft N muß deshalb im Kern der Grundmauersohle verbleiben. Sollten hierbei unterschrittene Grundmauern nötig werden, dann ist auch zu untersuchen,

ob während des Bauzustandes, bei fehlender Hinterfüllung, nicht unzulässige Pfahlbelastungen auftreten, die zu einseitigen Setzungen Veranlassung geben könnten.

Die Ermittlung der den einzelnen Pfählen zufallenden Lasten erfolgt fast allgemein in der Weise, daß zunächst, ohne Rücksicht auf den Pfahlrost, die Kantenpressungen der Grundmauern ermittelt werden. Bei den i. d. R. rechteckigen Sohlflächen F_m der Grundmauern (Abbildung 2) sind diese Pressungen, bei Kraftangriff in der Mittelebene $w-w$, aus den bekannten Formeln

$$k_1 = \frac{N}{F_m} \left(1 + \frac{6a}{h}\right) \text{ und } k_2 = \frac{N}{F_m} \left(1 - \frac{6a}{h}\right)$$

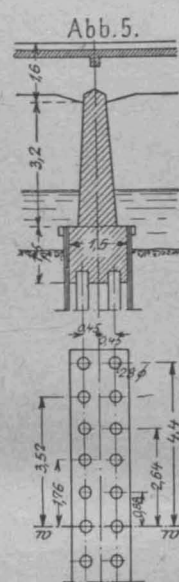
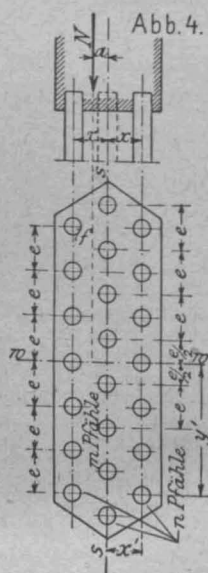
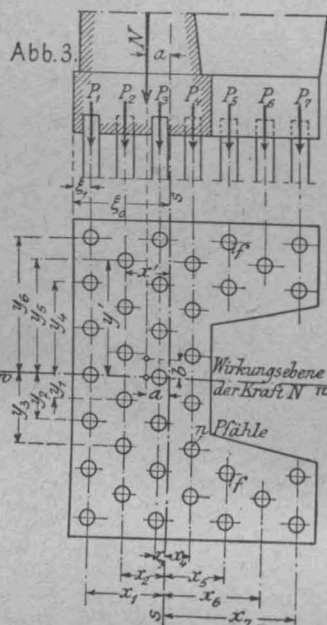
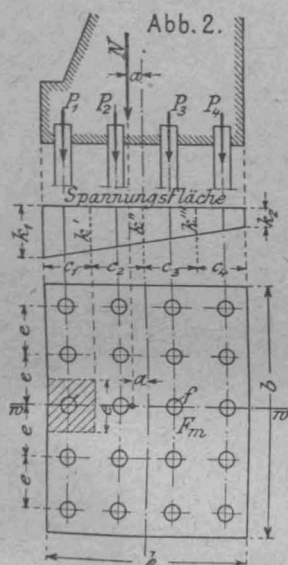
zu bestimmen. Die mit den Kantenpressungen k_1 und k_2 gezeichnete Spannungsfläche wird sodann gemäß der gewählten Pfahlanordnung zerlegt, und wenn man ihre Teilstücke noch mit dem gegenseitigen Abstand e der zur Mittelebene $w-w$ parallelen Pfahlreihen multipliziert, ergeben sich schließlich die den einzelnen Pfählen zufallenden Lasten. Z. B. entfällt in Abbildung 2 auf den äußersten, am stärksten belasteten Pfahl

$$P_1 = \frac{k_1 + k'}{2} c_1 e,$$

auf den benachbarten Pfahl

$$P_2 = \frac{k' + k''}{2} c_2 e \text{ usw. *)}$$

Dieses an sich sehr einfache Verfahren ist jedoch nur auf Grundmauern mit rechteckiger Sohle anwendbar, wenn



gleichzeitig die Pfähle in Reihen stehen, die parallel zur Mittelebene der Grundmauer verlaufen. Viele Gründungen lassen sich jedoch nicht in dieser Weise ausführen; daher soll ein Verfahren angegeben werden, das für beliebig gestaltete Sohlflächen und unsymmetrische Pfahlanordnungen verwendbar ist.

Es soll hierbei von einem zur Wirkungsebene $w-w$ der Kraft N symmetrisch liegenden Pfahlrost ausgegangen werden, der eine als starr zu betrachtende Grundmauer trägt (Abbildung 3). Umfaßt der Pfahlrost insgesamt n Pfähle vom Querschnitt f , dann ist seine gesamte Druckfläche

$$F = n f.$$

Bezeichnet man die Abstände der einzelnen Pfahlmitten von der linken Kante der Grundmauer mit ξ , so gilt für die Lage der Schwerlinie $s-s$ des Pfahlrostes

$$I \dots \dots \dots \xi_0 = \frac{\sum f \xi}{\sum f} = \frac{f \sum \xi}{n f} = \frac{1}{n} \sum \xi.$$

Fällt nun der Angriffspunkt der Kraft N auf die Schwerlinie $s-s$, dann erfahren sämtliche Pfahlquerschnitte die gleiche Druckbeanspruchung

$$k = \frac{N}{F} = \frac{N}{n f},$$

und die von einem Pfahl aufzunehmende Last ist

$$Ia. \dots \dots \dots P = k f = \frac{N}{n}.$$

Diese Pfahlbelastung wird sich in der Regel bei ruhender Belastung der Grundmauer erreichen lassen. Ist jedoch veränderliche Belastung vorhanden, dann wird die Kraft N immer mehr oder weniger seitwärts der Schwerlinie $s-s$ angreifen. Bezeichnet man diesen Ausschlag der Kraft N mit a , so hat der Pfahlrost (Abbildung 3) außer der Druckkraft N auch noch das Moment

$$M_s = N \cdot a$$

aufzunehmen. Setzt man nun zunächst gegen Zug und Druck gleich widerstandsfähige Pfähle voraus, so müssen infolge der starren Grundmauer die von dem Moment M_s erzeugten Spannungen sich gemäß der Navier'schen Biegungsgleichung über die Pfahlquerschnitte verteilen. Die in den einzelnen Pfählen auftretenden mittleren Spannungen verhalten sich somit wie die Abstände der Pfahlmitten von der Schwerlinie $s-s$ des gesamten Pfahlrostes. Da man ferner mit genügender Genauigkeit für alle Pfähle denselben Querschnitt f annehmen kann, so müssen auch die den einzelnen Pfählen zufallenden Lastanteile P sich gleichfalls verhalten wie die Abstände der Pfahlmitten bezogen auf die Schwerlinie $s-s$ des ganzen Pfahlrostes. Bezeichnet man diese Abstände mit x , so ergibt sich für das Trägheitsmoment des gesamten, n Pfähle vom Querschnitt f umfassenden Pfahlrostes in Bezug auf die Schwerlinie $s-s$

$$J_s = \sum_1^n f x^2 = f \sum_1^n x^2.$$

Für einen bestimmten Pfahl im Abstand x' von der

Schwerlinie $s-s$ ist die mittlere Beanspruchung des Pfahlquerschnittes.

$$k = \frac{N}{F} + \frac{M x'}{J_s} = \frac{N}{F} + \frac{N a x'}{J_s}$$

oder mit den vorher gefundenen Werten F und J_s

$$k = \frac{N}{n f} + \frac{N a x'}{f \sum_1^n x^2}.$$

Daraus folgt die Gesamtbelastung des betreffenden Pfahles zu

$$P = f k = \frac{N}{n} + \frac{N a x'}{\sum_1^n x^2}.$$

$$II \dots \dots \dots P = N \left(\frac{1}{n} + \frac{a x'}{\sum_1^n x^2} \right).$$

Der Wert x' ist positiv für diejenige Seite der Grundmauer, nach welcher hin der Ausschlag a erfolgt, und negativ für die abgewendete Seite. Greift N außerhalb des Kernes der Grundmauersohle an, dann entstehen negative Pfahllasten, so daß die betreffenden Pfähle als Zugpfähle wirksam werden müssen, wenn ein Abheben der Grundmauer ausgeschlossen sein soll. Ist letzteres möglich, dann muß eine besondere Berechnung mit klaffender Fuge durchgeführt werden.

*) Vergl. hierzu: Brennecke, Ergänzungen zum Grundbau, S. 60, Abb. 106 oder „Mitteilungen“ 1913, S. 188 bzw. 1915, S. 78.

Besteht der Pfahlrost nur aus 3 Pfahlreihen mit zusammen n Pfählen, von denen die innere, m Pfähle enthaltende Reihe auf Grundmauermitte fällt, während die beiden äußeren Reihen im Abstand x dazu parallel laufen, so wird in Bezug auf die Achse $s-s$ (Abb. 4) für die mitt-

lere Reihe $x=0$ und für die beiden äußeren $x'=x$. Weiter folgt

$$\sum_{1}^n x^2 = 2(n-m)x^2,$$

Einflusslinien der Momente

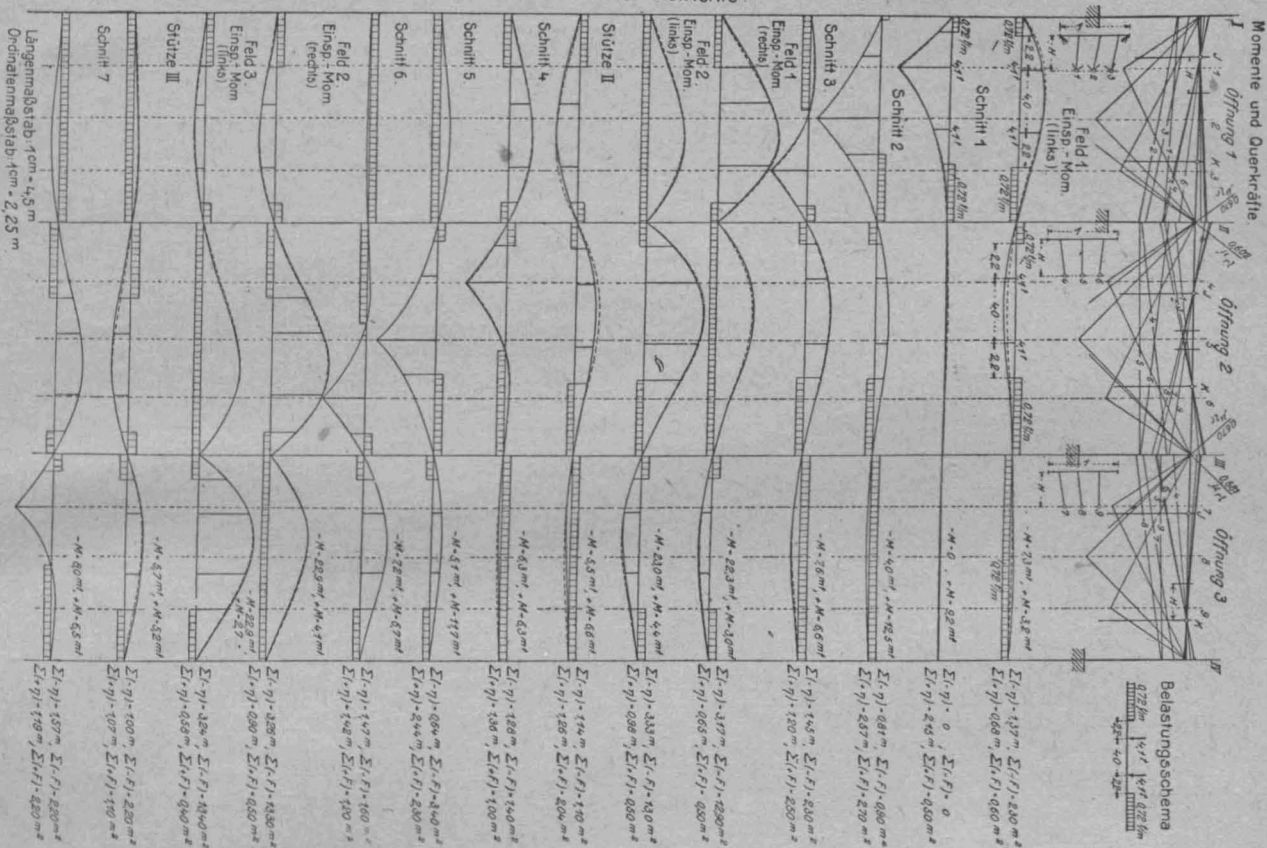


Abbildung 7. Einflusslinien der Momente.

Einflusslinien der Momente

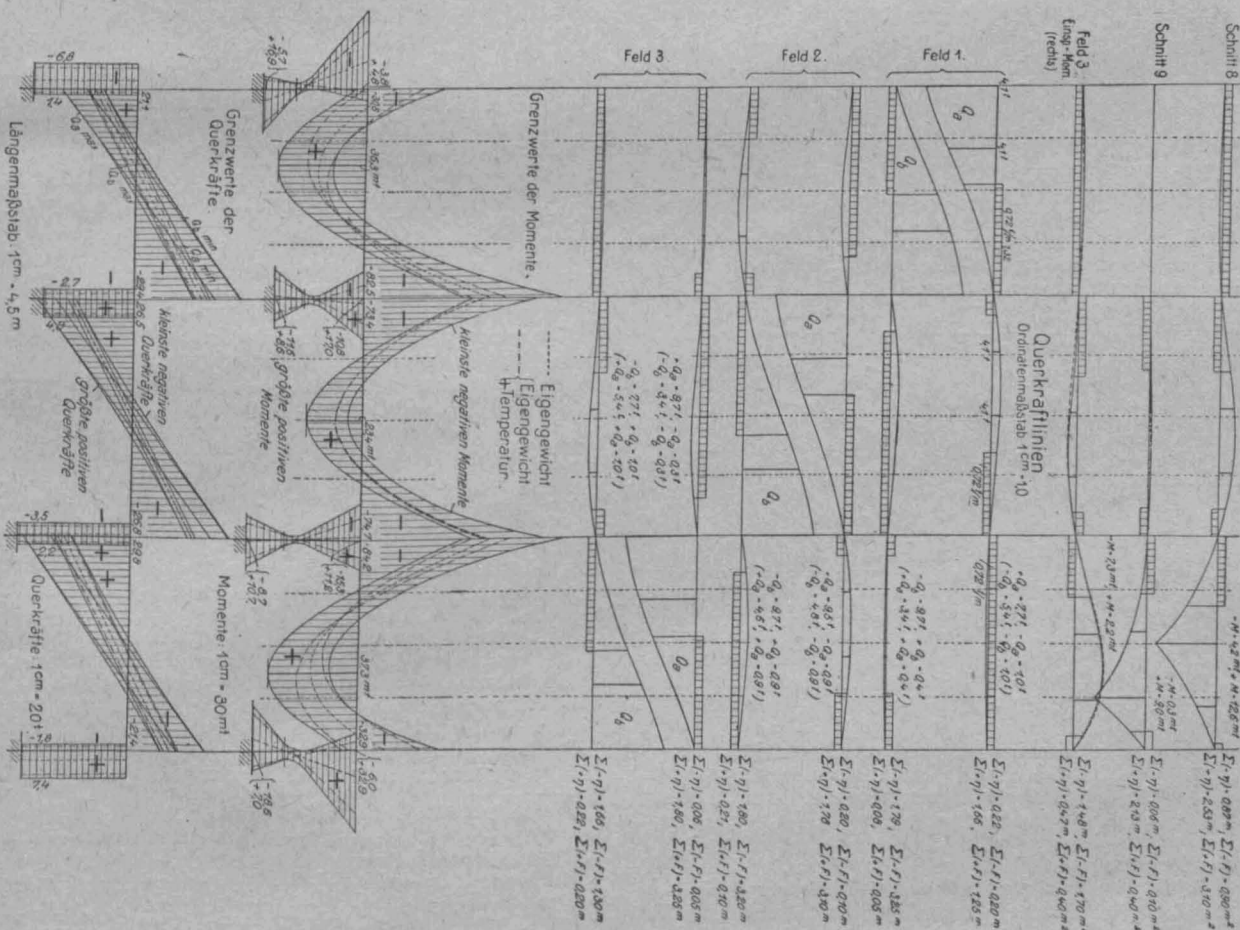


Abbildung 8. Einflusslinien der Moment- und Querkraftlinien. Unter die Grenzwerte der Moment- und Querkraften.

und wenn man diese Werte in die Formel II einführt, ergibt sich für die größte Pfahllast

$$\text{III} \dots\dots\dots P = \frac{N}{n} \left(1 + \frac{a \cdot n}{(n-m)x} \right).$$

Sind nur die beiden äußeren Pfahlreihen vorhanden, dann ist $m=0$ und die größte Pfahllast beträgt

$$\text{III}_a \dots\dots\dots P = \frac{N}{n} \left(1 + \frac{a}{x} \right).$$

Zuweilen erfahren die Pfahlroste noch eine weitere Beanspruchung, indem die Kraft N aus ihrer bisherigen Wirkungsebene, der Symmetrieebene $w-w$ (Abb. 3) seitwärts heraustritt, so daß rechtwinkelig zu dem seither betrachteten Ausschlag a ein zweiter Ausschlag b entsteht, der das weitere Moment

$$M_w = N \cdot b$$

erzeugt. Werden die Abstände der einzelnen Pfähle von der Symmetrieebene $w-w$ des ganzen Pfahlrostes mit y bezeichnet, dann ist das Trägheitsmoment des aus n Pfählen bestehenden Rostes in Bezug auf diese Achse

$$J_w = \sum_1^n f y^2 = f \sum_1^n y^2.$$

Für einen Pfahl im Abstand y' von der Achse $w-w$ ergibt sich als mittlere zusätzliche Beanspruchung

$$k_o = \frac{M_w y'}{J_w} = \frac{N b y'}{f \sum_1^n y^2}$$

oder als zusätzliche Pfahllast

$$\text{IV} \dots\dots\dots P_o = f k_o = \frac{N b y'}{\sum_1^n y^2}.$$

Bei symmetrischen winkelmäßig zur Achse $w-w$ stehenden Pfahlreihen (Abb. 4) kann $\sum y^2$ leicht berechnet werden. Ist m die Anzahl der Pfähle in einer Reihe, wobei m gerade oder ungerade sein kann, und e der gegenseitige Abstand der Pfähle, dann ist gemäß den Gesetzen höherer arithmetischer Reihen

$$\text{V} \dots\dots\dots \sum_1^n y^2 = \frac{e^2}{12} m (m^2 - 1).$$

Für 3 gleiche Pfahlreihen mit zusammen n Pfählen wird also $m = \frac{n}{3}$ und

$$\text{Va} \dots\dots\dots \sum_1^n y^2 = \frac{e^2}{12} n \left\{ \left(\frac{n}{3} \right)^2 - 1 \right\};$$

ebenso folgt für zwei gleiche Pfahlreihen mit $m = \frac{n}{2}$

$$\text{Vb} \dots\dots\dots \sum_1^n y^2 = \frac{e^2}{12} n \left\{ \left(\frac{n}{2} \right)^2 - 1 \right\}.$$

Hat ein Pfahl von der Achse $s-s$ den Abstand x' und von der Achse $w-w$ den Abstand y' , dann wird seine mittlere Gesamtbeanspruchung

$$k_g = k + k_o = \frac{N}{n f} + \frac{N a x'}{f \sum_1^n x^2} + \frac{N b y'}{f \sum_1^n y^2},$$

und hieraus folgt die Gesamtlast dieses Pfahles zu

**) Die Ausführung dieser Brücke erfolgte durch die Firma H. Niethardt in Beuthen O.-S.

Einfluß von Erschütterungen auf Beton.

Im Betonbau galt als Erfahrungssatz, daß Erschütterungen, die der Beton während des Abbindens erleidet, seine Güte ungünstig beeinflussen, und man versucht diese daher bei der Bauausführung nach Möglichkeit zu vermeiden. In gewissem Widerspruch hierzu machte v. Bach i. J. 1905 bei Versuchen über den Gleitwiderstand des Eisens¹⁾ die Beobachtung, daß Erschütterungen, welche Eisenbetonkörper vor ihrem Abbinden erfahren, den Gleitwiderstand des Eisens erhöhten und zwar um so mehr, je geringer der Wassergehalt der Betonmasse ist. Der „Deutsche Ausschuß für Eisenbeton“ beschloß nun dieser, für die Praxis wichtigen Frage näher zu treten. Das Ergebnis der mit besonderer Sorgfalt durchgeführten Versuche, bei denen Festigkeitsvergleiche zwischen erschütterten und unerschütterten Eisenbetonbalken angestellt und Querschnittsschliffe angefertigt wurden, um den Einfluß der Erschütterungen auf die Struktur des Be-

$$\text{VI} \dots\dots\dots P_g = N \left(\frac{1}{n} + \frac{a x'}{\sum_1^n x^2} + \frac{b y'}{\sum_1^n y^2} \right).$$

Für einen Pfahlrost mit 3 gleichen und parallelen Pfahlreihen, also mit $m = \frac{n}{3}$, wird die größte Belastung eines Pfahles mit den Werten aus den Formeln III, IV und Va

$$\text{VI}_a \dots\dots\dots P_g = \frac{N}{n} \left[1 + \frac{3a}{2x} + \frac{12 b y'}{e^2 \left\{ \left(\frac{n}{3} \right)^2 - 1 \right\}} \right].$$

In gleicher Weise folgt für einen Pfahlrost mit 2 Reihen, also für $m = \frac{n}{2}$,

$$\text{VI}_b \dots\dots\dots P_g = \frac{N}{n} \left(1 + \frac{a}{x} + \frac{12 b y'}{e^2 \left\{ \left(\frac{n}{2} \right)^2 - 1 \right\}} \right).$$

Fällt der Ausschlag b in die Richtung sehr langer Pfahlreihen, dann wird die Zusatzkraft P_o so gering, daß man sie vernachlässigen kann.

Beispiel 1 möge die Anwendung der gegebenen Formeln zeigen. In Abb. 5 ist der Mittelpfeiler der vom Verfasser berechneten, 1916 ausgeführten Eisenbetonbrücke über die Brinitza bei Kühnamühle-Scharley**) dargestellt, welcher auf zwei Pfahlreihen von je 11 Pfählen ruht.

Nach dem Festigkeitsnachweis ist die vom Mittelpfeiler auf den Pfahlrost übertragene Gesamtlast, einschließlich der an ungünstigster Stelle wirkenden einseitigen Verkehrslast, $N = 360,2 \text{ t}$. Die einseitige Verkehrslast erzeugt gleichzeitig ein Versetzungsmoment $M_s = 48,67 \text{ mt}$, das sich mit hinreichender Genauigkeit ergibt, indem beide Brückenhälften am Mittelpfeiler als fest eingespannt betrachtet werden.

Vorstehende Zahlen liefern für den Ausschlag der Kraft N

$$a = \frac{M_s}{N} = \frac{48,67}{360,2} = 0,135 \text{ m}.$$

Nach Abb. 5 ist aber $x = x' = 0,45 \text{ m}$, mithin folgt mit $n = 22$ die größte Pfahllast aus Formel III_a zu

$$P = \frac{N}{n} \left(1 + \frac{a}{x} \right) = \frac{360,2}{22} \left(1 + \frac{0,135}{0,45} \right) = 21,3 \text{ t}.$$

Winddruck und Wasserdruk erzeugen ein zusätzliches Moment $M_w = 59,5 \text{ mt}$, das einen Ausschlag

$$b = \frac{M_w}{N} = \frac{59,5}{360,2} = 0,165 \text{ m}$$

liefert. Nach Abb. 5 ist der Pfahlabstand in Richtung von b gleich $0,88 \text{ m}$, mithin wird die größte Pfahlbelastung nach Formel VI_b mit $y' = 4,4 \text{ m}$

$$P_g = \frac{N}{n} \left(1 + \frac{a}{x} + \frac{12 b y'}{e^2 \left\{ \left(\frac{n}{2} \right)^2 - 1 \right\}} \right) = \frac{360,2}{22} \cdot \left(1 + \frac{0,135}{0,45} + \frac{12 \cdot 0,165 \cdot 4,4}{0,88^2 (11^2 - 1)} \right) = 22,8 \text{ t}.$$

Das angegebene Verfahren bleibt auch bei unsymmetrisch angeordneten Pfahlrosten brauchbar. An Stelle der bisher benutzten Achsen $s-s$ und $w-w$ treten lediglich die Hauptachsen des gesamten Pfahlrostquerschnittes, und die Trägheitsmomente J_s und J_w sind durch die entsprechenden Hauptträgheitsmomente zu ersetzen. — (Schluß folgt.)

tons erkennen zu können, liegt nun in einer umfangreichen 88 S., darunter 33 Zahlentafeln umfassenden, mit zahlreichen Reißbildern ausgestatteten Schrift vor²⁾. Um alle Möglichkeiten der praktischen Verhältnisse zu erfassen, setzte man dabei die Versuchskörper auf dreifache Weise Erschütterungen aus: einmal stoßweisen Erschütterungen entsprechend solchen, die dauernd vom Beginn des Stampfens an während der Herstellung wirken, erzeugt durch Fallenlassen des noch in der Form befindlichen Probekörpers von geringer Höhe in Zeitabschnitten von 2, 8 und 48

¹⁾ Vergl. „Mitteilungen“ 1905, S. 31.

²⁾ Deutscher Ausschuß für Eisenbeton, Heft 40. Versuche mit Eisenbetonbalken zur Ermittlung des Einflusses durch Erschütterungen. Ausgef. i. d. kgl. sächs. mech.-techn. Vers.-Anstalt in Dresden 1912–1914. Bericht erstattet von Geh. Hofrat Prof. Herm. Scheitl, Dir. d. Anstalt, Prof. Dipl.-Ing. Otto Wawrziniok, Adjunkt der Anstalt und Reg.-Bmstr. H. Amos, Assist. d. Anst. Berlin 1918. Verlag Wilh. Ernst & Sohn. Pr. geh. 11,40 M.

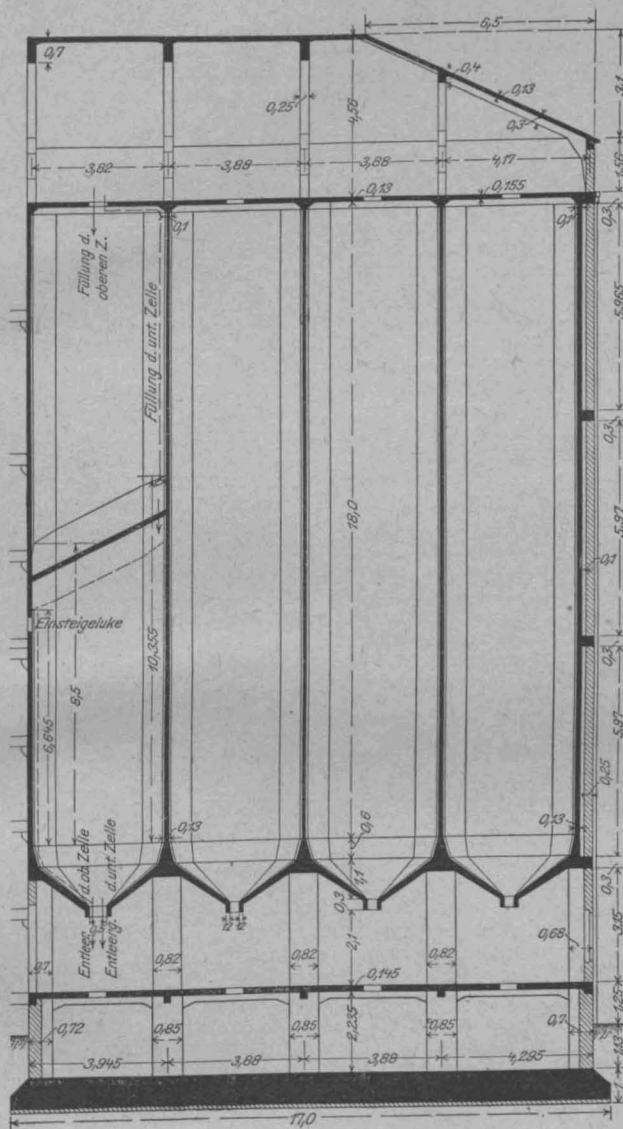


Abbildung 4. Ausgeführtes Beispiel. Malzsilo in Andernach a. Rh.

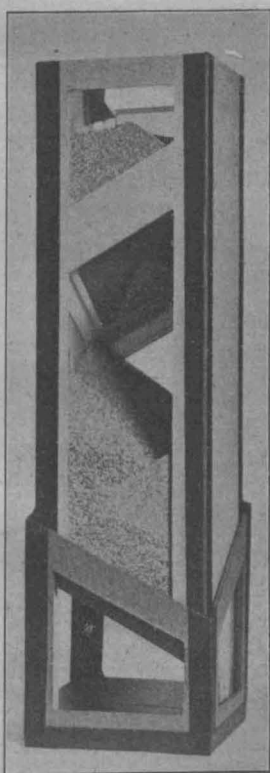


Abbildung 1.

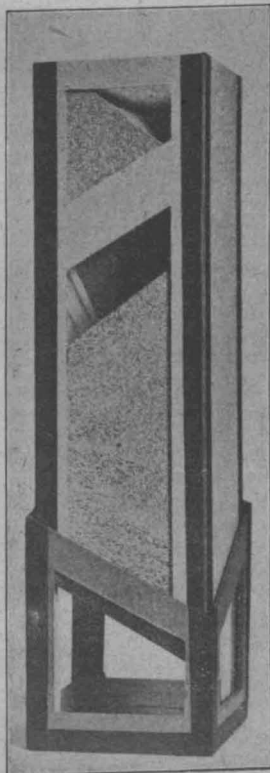


Abbildung 2.

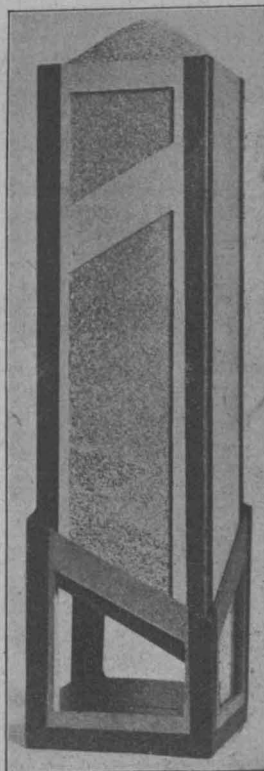


Abbildung 3.

Stunden vom Beginn der Herstellung des Probekörpers gerechnet; das andere Mal stundenlang dauernden Erschütterungen durch Hin- und Herschütteln des noch eingeformten Probekörpers, die also in ihrer Wirkung etwa den während des Baues eintretenden Erschütterungen durch rotierende Maschinen gleichkommen, und zwar in Zeiträumen, die der Zeit vor Beginn des Abbindens, während des eigentlichen Abbindeprozesses und kurze Zeit nach demselben entsprechen; schließlich vibrierenden Erschütterungen durch feste Anbringung vibrierender Massen (hier eines Motors) an den bereits entformten und abgebindenen Versuchskörpern, d. h. beginnend nach 28 Tagen und ausgedehnt auf 2 Monate, um den Einfluß von Erschütterungen nachzuweisen, wie sie bei der Benutzung fertiger Bauten durch in Betrieb stehende Maschinen auftreten.

Als Probekörper wurden in 2^m Stützweite frei aufliegende Balken von 20·30 cm Querschnitt mit einem unverankerten, mit Meßvorrichtung für das Gleiten versehenen Eisen von 16 mm Durchmesser in der Zugzone bewehrt, verwendet, hergestellt aus einem Kiesbeton von 1 Rt. Zement auf 4 Rt. Kiessand bzw. einem Feinschlagbeton aus 1 Rt. Zement auf 2 Rt. Sand auf 2 Rt. Syenitfeinschlag, beide in 3 Feuchtigkeitsgraden, erdfeucht (gut stampffähig), weich (plastisch) und flüssig (gußfähig). Zu den eigentlichen Versuchen wurden i. G. 172 Balken verwendet, dazu 132 Würfel zur Ermittlung der bezüglichen Beton-Druckfestigkeit in erschüttertem und unerschüttertem Zustand. Beobachtet wurden außer der Veränderung der Druckfestigkeit die Biegefestigkeit und der Gleitwiderstand, ferner bei den Dauerversuchen mit den abgebundenen Körpern das Entstehen und die Zunahme, sowie das Erweitern der Risse, außerdem, wie schon erwähnt, durch Querschnittsschliffe die Veränderung der Struktur bei den während des Abbindens erschütterten Balken. Bezüglich der sinnreichen Anordnung der Versuchsdurchführung sei auf die Schrift selbst verwiesen.

Bei den Versuchen der ersten Art ergab sich für die unerschütterten Probewürfel beider Betonsorten das bekannte Nachlassen der Druckfestigkeit mit zunehmendem Wassergehalt (höchstes Alter der Proben 45 Tage). Dagegen zeigten die Balken aus weichem Kiesbeton den höchsten Gleitwiderstand und dementsprechende Bruchfestigkeit, allerdings wenig unterschieden von den Werten des erdfeuchten Betons, während die Balken aus flüssigem Beton erheblich in der Festigkeit zurückblieben. Bei den Balken aus Feinschlagbeton (dieser hatte übrigens in den Druckproben die höheren Festigkeiten ergeben) zeigten die erdfeuchten Proben die höchsten Bruch- und Gleitlasten. Die Erschütterungen hatten bei beiden Betonsorten weder einen ungünstigen Einfluß auf die Güte des Betons an sich,

noch auf die Festigkeit der Biegeprobekörper, vielmehr verursachten die Erschütterungen sogar eine ganz erhebliche Festigkeitssteigerung, und zwar um so mehr, je höher der Wassergehalt war. Das erscheint auch im Zusammenhang mit den Querschnittsschliffen verständlich, die bei den weichen und flüssigen Körpern eine wesentlich stärkere Umagerung ihrer Teile zeigen als bei dem erdfeuchten Beton.

Bei den Versuchen der zweiten Art ist das Verhalten der Betonmasse ein ähnliches, nur zeigen sich bei den schwächeren Erschütterungen auch keine so starken Umlagerungen. Bezüglich des Einflusses der Erschütterungen auf die Abbindeverhältnisse (es wurden auch Abbindebeginn und Abbindezeit des Betons und Zementes festgestellt) ergab sich die ebenfalls bekannte Erscheinung, daß der höhere Wassergehalt das Abbinden verzögert, und ferner, daß Erschütterungen, die kurz vor dem Abbindebeginn einsetzen wesentlich verzögernd auf das Abbinden einwirken. Bezüglich der Festigkeit und des Gleitwiderstandes ergab

sich, daß die Erschütterungen vor, während und unmittelbar nach dem Abbinden die Körper aus weichen Massen nicht ungünstig beeinflussen. Diese Körper vertrugen auch Erschütterungen längerer Dauer gut und wurden durch solche sogar in ihren Festigkeitseigenschaften verbessert. Die Körper aus flüssigen Betonmassen nahmen durch Erschütterungen während der Abbindezeit an Festigkeit etwas zu beim Kiesbeton, ab dagegen beim Feinschlagbeton; durch Erschütterungen über die Abbindezeit hinaus wurden sie durchweg ungünstig beeinflusst.

Bei den Versuchen der dritten Art, bei welchen die Betonmassen zunächst in Ruhe abbinden und die Erschütterungen erst nach ausreichender Erhärtung der Probekörper einsetzen, traten bei den vorher rissfreien Balken bald nach Einsetzen der Erschütterungen Risse an der Unterseite auf. Die Rissezahl war größer bei dem Beton mit größerem Wassergehalt. Im Verlauf der Versuche nahmen die Risse an Zahl zu und breiteten sich weiter aus, wobei der Feinschlagbeton immer hinter dem Kiesbeton zurück blieb. Es trat dabei an den Rißstellen das sogen. „Atmen“, d. h. ein Öffnen und Schließen der Risse mit den Vibrationen ein. Der Bericht hebt hierzu hervor, daß diese an freigelagerten Balken gemachten Beobachtungen nicht ohne Weiteres auf zusammenhängende Bauten übertragen werden dürfen.

Nach Beendigung der Erschütterungsbeanspruchung wurden die Balken wieder auf Biegefestigkeit untersucht. Die Balken aus Kiesbeton zeigten dabei entsprechend der Druckfestigkeitsprüfung ein stetiges Abnehmen der Gleit- und Bruchlast mit zunehmendem Wassergehalt, die Feinschlagbetonbalken zeigten diese ausgesprochenen Festig-

keitsunterschiede dagegen nicht — abgesehen von den Druckproben, die aber schon nach 28 Tagen ausgeführt wurden. Der Bericht führt das darauf zurück, daß in den 3 Monaten bis zur Durchführung der Probe die durch den Wassergehalt bedingten Unterschiede sich im Feinschlagbeton rascher ausgleichen. Mangels gleichaltriger erschütterungsfrei gelagerter Probekörper konnte jedoch nicht festgestellt werden, ob durch die Erschütterungen nach dem Erhärten noch Festigkeitsvermehrung oder -Verminderung eingetreten ist. Eine wesentliche Festigkeitsveränderung kann aber trotz der Rißbildung nicht eingetreten sein, wie ein Vergleich mit der Gleit- und Bruchlast der allerdings nur 45 Tage alten Körper der Versuchsgruppe 1 und 2 beweist. Der Bericht kommt zu dem Ergebnis, daß 28 Tage nach der Herstellung beginnende Erschütterungen in der hier angewendeten Stärke keinen gesetzmäßigen und zwar weder ausgesprochen günstigen noch ungünstigen Einfluß auf die Festigkeit der Bauteile ausüben und daß die durch Erschütterungen bewirkten Risse auch keine unmittelbare Beeinträchtigung der Verbundwirkung zwischen Eisen und Beton zur Folge haben. Dabei ist zu berücksichtigen, daß hier die Eisen schon ohne die Erschütterungen rechnungsmäßige Zugbeanspruchungen von 1000 kg/qcm erlitten, während in der Praxis die Spannung einschließlich Wirkung der Erschütterung nur so hoch bemessen wird (nach den früheren amtlichen Bestimmungen). Körper aus flüssiger Betonmasse sind aber gegenüber solchen Erschütterungen empfindlicher als solche, zu deren Herstellung wasserärmere Betonmasse benutzt wurde.

Die Versuchsergebnisse sind also nach verschiedenen Richtungen für die Praxis lehrreich. — Fr. E.

Vermischtes.

Diagonal-Zwischenboden für Silobauten. (Abb. auf S. 115.) D. R. P. 304478 von Dr.-Ing. Paul Müller in Dortmund. Obige Erfindung bezweckt, eine senkrechte oder geneigte Silozelle runden, elliptischen oder polygonalen Querschnittes in der Weise zu unterteilen, daß

1. die unterteilte Zelle als Ganzes benutzt werden, in welchem Falle der Zwischenboden lediglich zur Verringerung der Schütthöhe des Füllmaterials dient und

2. eine Füllung und Entleerung beider Zellenhälften unabhängig von einander stattfinden kann, wobei jedesmal vom Rauminhalt der unterteilten Zelle nur soviel verloren geht, als der Zwischenboden durch sein eigenes Volumen beansprucht, also die überhaupt größtmögliche Raumaussnutzung gewährleistet wird.

Der ebene Diagonal-Zwischenboden entsteht, wenn man einen senkrecht zur Zellenachse gelegten ebenen Schnitt solange um die eine Diagonale bzw. die Verbindungslinie einer Ecke mit der Mitte der gegenüber liegenden Zellen- seite des Zellenquerschnittes dreht, bis der Neigungswinkel des Zwischenbodens zur Lotrechten etwas größer als der Böschungswinkel + dem Reibungswinkel des Füllgutes wird. Auf diese Weise wird erreicht, daß, da die Füllung der unteren Zelle durch eine Öffnung am höchsten Punkt des Zwischenbodens erfolgt, das Füllmaterial sich bis dicht unter den Boden abböscht, während andererseits die obere Zelle am tiefsten Punkt des Zwischenbodens ohne jeden Rückstand entleert werden kann. Bei jeder anderen Anordnung des Zwischenbodens sind diese beiden Vorteile gleichzeitig unmöglich. Der Boden stellt demnach die einzige technisch und wirtschaftlich einwandfreie Lösung der Unterteilung einer Zelle dar.

In der Hauptsache soll der Boden Anwendung finden für mehliges oder feinkörniges Füllgut (Getreide, Malz, Zement, Traß) zur Unterteilung von Silozellen für verschiedenartige Materialien. Aber auch bei gleichem Material leistet er ausgezeichnete Dienste zur Verringerung der Schütthöhe und der damit z. B. bei Kohlen verbundenen Gefahr der Selbstentzündung.

Wie aus den Abbildungen 1—3 (Photographien eines mit Sand gefüllten Modells quadratischen Querschnittes) hervorgeht, findet beim Füllen einer unterteilten Zelle durch die Anordnung je einer Durchflußöffnung am höchsten und tiefsten Punkte des Bodens gleichzeitig eine lebhaftere Durchmischung des Füllgutes statt, da zunächst durch die Öffnung am tiefsten Punkt des Bodens soviel Material in die untere Zelle läuft, bis diese Öffnung durch das Füllgut selbst verschlossen wird, worauf dann der Rest der unteren Zelle durch die Öffnung an der höchsten Stelle des Bodens gefüllt wird, nachdem vorher die obere Zelle bis zu dieser Höhe vollief. Zum Schluß füllt sich dann erst der Rest der oberen Zelle. Der Vorgang beim Entleeren ist ähnlich, die Durchmischung ist hier, da zeitweilig beide Zellenhälften gleichzeitig ablaufen, noch größer.

Sollen die Zellenhälften für verschiedene Materialien benutzt werden, geschieht das Füllen und Entleeren am

besten mit Hilfe von Röhren von genügend großem Durchmesser, wie solche bei Getreidespeichern schon lange üblich.

Selbstverständlich können mehrere Zwischenböden über einander angeordnet werden, außerdem läßt sich der Boden als unterer Abschluß anstelle der üblichen Trichterböden oder im Falle äußerster Raumaussnutzung als oberer Abschluß, d. h. als Dachhaut benutzen, wobei dann wiederum die Füllung vom höchsten Punkt aus zu erfolgen hat.

Bezüglich der Ausführung ist der Zwischenboden jedem anderen Boden gleichwertig oder überlegen, da seine einfache Form in der Herstellung keine Schwierigkeiten bereitet. Da ferner sämtliche Seitenwände der Silozelle mit dem Boden in Verbindung stehen, übt er auch auf die Standfestigkeit der Zelle einen guten Einfluß aus.

Die erste größere Ausführung des Zwischenbodens geschah beim Bau des 3340 cbm fassenden Malzsilos der Firma Fr. Weißheimer in Andernach a. Rh. (siehe Abb. 4). Dieser Bau wurde unter der Oberleitung des Verfassers von der Dyckerhoff & Widmann A.-G., Biebrich a. Rh. hergestellt. Die Zwischenböden haben sich hier in jeder Hinsicht als durchaus praktisch erwiesen. —

Das Stauben von Zementfußböden ist eine lästige Erscheinung, über die oft geklagt wird. Eine sorgfältige Feuchthaltung bis zur völligen Erhärtung ist eines der wichtigsten Erfordernisse, um die Staubbildung durch Abnutzung zu verhindern. Ein Verfahren zur nachträglichen Erhärtung von Albert Moyer gibt die „Oesterreich. Bauzeitung“ 1918, No. 6 an. Es besteht im Auftrage einer Kaliwasserglaslösung von 40° B. auf 3—4 Teile Wasser mittels Bürste, nachdem der Estrich mit reinem Wasser gründlich abgeburstet und wieder getrocknet ist. Nach Auftragen und Trocknen der Lösung wird der Estrich wieder mit reinem Wasser mit Lappen abgerieben und dieser gesamte Vorgang noch 2 mal wiederholt. Auf diese Weise soll eine wesentliche Härtung der Betonoberfläche bewirkt und die Staubbildung verhindert werden. —

Eisenbeton-Schiffbau in Norwegen. Aus der bekannten Stahlbeton-Schiffsbaugesellschaft „Fougnier“ sind nach dem „Teknisk Ukeblad“ 1918 No. 35 innerhalb von 2 Jahren, nachdem das erste Eisenbetonschiff auf dieser Werft vom Stapel gelassen worden ist, bisher 24 Fahrzeuge verschiedener Art und Größe hervor gegangen von 200—1000 t Gehalt und zwar Leichter, Motorboote, Schwimmdocks, Feuerschiffe usw. Ein kürzlich vollendetes Eisenbeton-Motorschiff von 1050 t Fassungskraft hat seine Probefahrt mit Erfolg gemacht. Seine Abmessungen sind: größte Länge 55 m, Breite 9,75 m, Höhe 6 m. Die Antriebsmaschine hat 160 PS. und erteilt dem Schiff eine Geschwindigkeit von 7—7½ Meilen. Die Kosten des voll ausgerüsteten Motorschiffes stellen sich auf rd. 700 Kr./t. —

Inhalt: Berechnung eines Hauptträgers der Brücke Klengen. (Schluß.) — Zur Berechnung der Pfahlroste. — Einfluß von Erschütterungen auf Beton. — Vermischtes. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin. Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin. Buchdruckerei Gustav Schenck Nachfg. P. M. Weber in Berlin.